

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1. SELECCIÓN Y DEFINICION DEL TEMA DEL PROYECTO

“Alternativas de tratamiento de aguas residuales para barrios de la ciudad de Tarija que no pueden conectar sus aguas al sistema público”.

1.1.1 Ubicación geográfica del proyecto de grado:

Para este proyecto se tomó como área de aplicación el Barrio “27 de Mayo”; el mismo que se halla situado en el distrito 9, zona norte de la Ciudad de Tarija, primera sección de la provincia Cercado, del departamento de Tarija.



Figura 1.1. Mapa de Tarija

Figura 1.2. Mapa Cercado

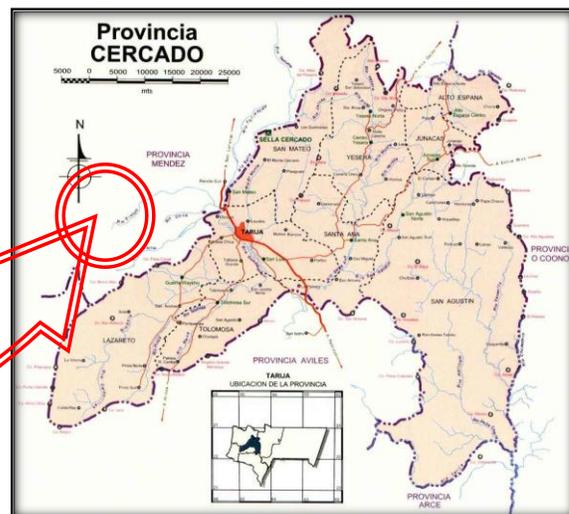
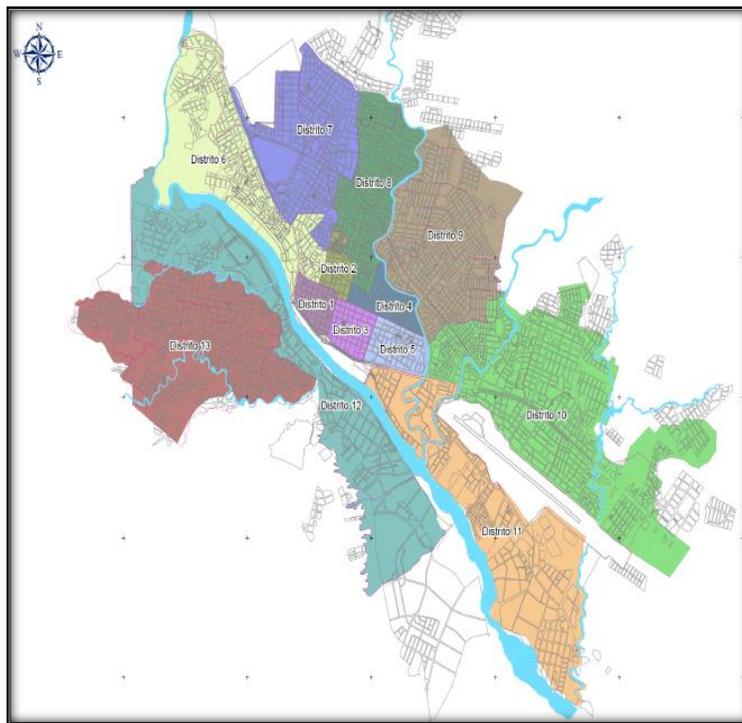


Figura 1.3. Coordenadas de ubicación Barrio “27 de Mayo”



Fuente: Elaboración propia

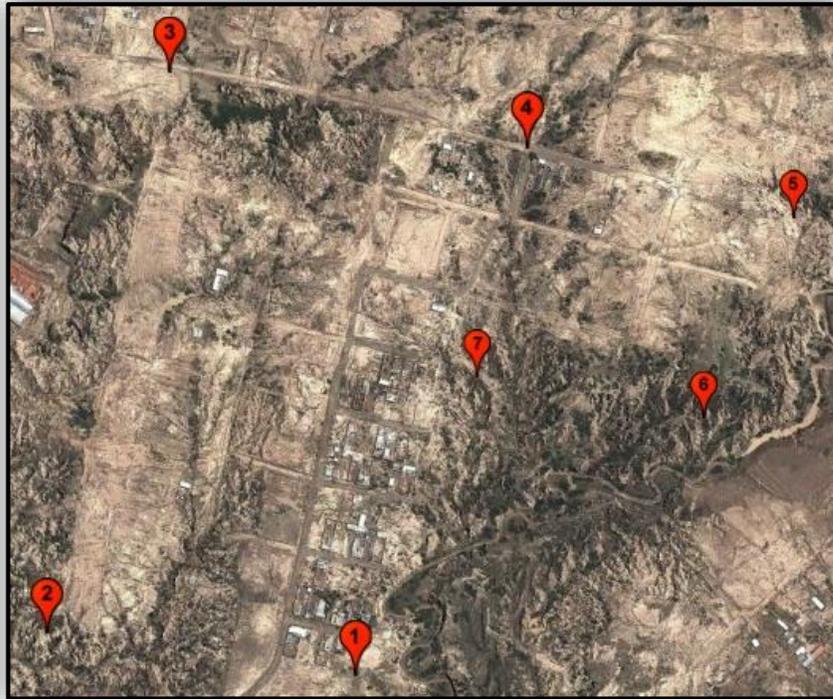
Se encuentra entre las siguientes coordenadas:

Tabla 1.1. Coordenadas del barrio 27 de Mayo

PUNTO	LATITUD	LONGITUD
1	21°31'6.17"S	64°42'33.58"O
2	21°31'4.58"S	64°42'44.03"O
3	21°30'46.29"S	64°42'39.35"O
4	21°30'49.09"S	64°42'27.31"O
5	21°30'51.55"S	64°42'18.44"O
6	21°30'58.00"S	64°42'21.60"O
7	21°30'56.47"S	64°42'29.21"O

Altura promedio: 1917 m.s.n.m

Figura 1.4. Coordenadas de ubicación del Barrio 27 de Mayo



Fuente: Google earth.

1.1.2. Límites territoriales

El barrio 27 de Mayo tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al norte con el barrio “12 de Abril”
- Al sur con el barrio “El Constructor”
- Al este con la comunidad “Pampa Galana”
- Al oeste con el barrio “2 de Mayo”

1.2. PROBLEMA ACTUAL

Una rápida y segura recolección, transporte, tratamiento y disposición final de las aguas residuales es uno de los objetivos para dotar de infraestructura urbana a la comunidad. Pero a lo largo del tiempo debido al crecimiento poblacional, se observa que aumenta el volumen de desechos producidos y disminuye porcentualmente la cobertura de servicios apropiados.

En los países en desarrollo, son diversas las explicaciones por la falta de atención con sistemas adecuados de alcantarillado sanitario. En el caso de Bolivia, los elevados costos para su construcción, operación y mantenimiento y la falta de recursos para el sector saneamiento básico dificultan la inmediata solución.

Es así, que se deben buscar alternativas para atender la demanda de servicios de saneamiento y salud pública por la viabilidad técnica y económica de soluciones que reduzcan los costos y simultáneamente mantengan su eficiencia. Para el efecto, y como será demostrado en el presente trabajo, es necesario aplicar modernas técnicas de diseño en atención a las Normas y Reglamentos vigentes en nuestro país y garantizar la sostenibilidad de los sistemas. ¹

A fin de establecer el marco de referencia sobre la demanda de servicios, información obtenida del “Plan Nacional de Saneamiento Básico 2001 –2010”, elaborado por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos (VMVSB), la situación actual de coberturas de accesibilidad a los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario, Se puede verificar que la cobertura de agua potable alcanza a 90% en el área urbana y 39% en el área rural. La cobertura de alcantarillado sanitario es de 54% en el área urbana y 1% en el área rural. La cobertura en saneamiento (alcantarillado más cámaras sépticas y letrinas), alcanza al 69% en el área urbana y 33% en el área rural.

1.2.1. Planteamiento del problema

La falta de un sistema de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento para tratar sus aguas residuales es un tema de preocupación para los habitantes de distintos barrios de la ciudad de Tarija que por su lejanía y colmatación de los colectores que pasan por la zona, no pueden depositar sus aguas al sistema central de la ciudad de Tarija.

En la actualidad, el barrio 27 de Mayo cuenta con pozos sépticos donde depositan sus aguas residuales, los mismos que son graves focos de contaminación en el lugar.

1.2.2. Formulación del problema

¿Cómo solucionar el problema de falta de alcantarillado y tratamiento en barrios de la ciudad de Tarija que no pueden conectar sus aguas servidas al sistema de alcantarillado principal?

Un sistema de alcantarillado para los pobladores de barrios aislados de la red principal como es el caso del barrio 27 de Mayo, es de evidente necesidad como así también una solución al tratamiento de sus aguas, debido a que la población va en constante aumento y el problema afecta a cada vez más habitantes de estos barrios periféricos de la ciudad.

1.2.3. Sistematización del problema

¿Qué problemas provoca la falta de un sistema de alcantarillado sanitario y la imposibilidad de los pobladores del barrio 27 de Mayo para verter sus aguas residuales al sistema principal de la ciudad de Tarija?

¿Se reducirá la contaminación ambiental con la implementación del sistema de alcantarillado y la planta para el tratamiento de sus aguas?

¿Se reducirán las enfermedades provocadas por la proliferación de insectos en el barrio debido a la utilización de los pozos sépticos?

1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.3.1. Objetivo general

Mejorar la calidad de vida de los pobladores de barrios aislados de la ciudad de Tarija como es el caso del barrio 27 de Mayo, a través del planteamiento de alternativas de solución al tratamiento de aguas residuales.

1.3.2. Objetivos específicos

- Analizar la mejor alternativa de solución al tratamiento de aguas residuales.
- Reducir el impacto ambiental que generan las aguas servidas no tratadas.
- Reducir enfermedades bacteriológicas.

1.4. JUSTIFICACION DEL PROYECTO

La escasez de servicios básicos es un importante indicador de pobreza para los habitantes de una zona, son cifras alarmantes las que se observan en la realidad de nuestro país.

El abandono de parte de las autoridades y la alta vulnerabilidad ante enfermedades son realidades que viven distintos barrios de la ciudad de Tarija que al igual que el barrio 27 de Mayo no tienen un sistema de alcantarillado sanitario ni una alternativa de tratamiento a sus aguas residuales, las mismas que por su situación no pueden ser vertidas al sistema principal.

1.4.1. Justificación académica

Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en el área de la ingeniería sanitaria, interactuando de esta manera el campo teórico con la aplicación práctica que con lleva el “Diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario “y el estudio de las alternativas de solución viables al tratamiento de las aguas residuales.

1.4.2. Justificación técnica

Realizar el diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario para el barrio 27 de Mayo y analizar técnicamente las diferentes alternativas de solución al tratamiento de las aguas residuales, buscando que tanto el sistema como la alternativa de solución sea económico y técnicamente aceptable.

1.4.3. Justificación social

Contribuir en la solución adecuada a la problemática de las aguas residuales domésticas de los diferentes barrios de la ciudad de Tarija que no cuentan con un saneamiento básico, ni pueden verter sus aguas al sistema público, planteando diferentes soluciones de tratamiento de aguas residuales que evitaran posibles problemas con enfermedades, contribuyendo a mejorar la calidad de vida de las personas y evitando el daño al medio ambiente.

1.4.4. Justificación institucional

Investigar nuevas soluciones de tratamiento de aguas residuales, debido a que en nuestro medio no se conoce sobre su diseño y no se las aprovecha en su totalidad, cooperando de esta manera al municipio de la ciudad de Tarija.

1.5. MARCO DE REFERENCIA

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá con lo siguiente:

1.5.1 Marco teórico.

El 1% del agua del planeta es aprovechable, por lo tanto debemos cuidar el agua al máximo y una vez contaminada nuestra responsabilidad es descontaminarla para devolverla a la tierra en su estado natural. De esta manera reducimos el impacto ambiental y aseguramos que haya agua disponible para futuras generaciones. Es decir el agua disponible que existe en el planeta está cada vez más contaminada y deja de ser adecuada para consumo humano.

Más de la mitad de la población mundial tendrá menos de 1.700 m³ anuales de agua per cápita y sufrirá de “Estrés de agua” para el año 2025 ².

SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Conjunto de obras hidráulicas destinadas a evacuar el agua residual en forma rápida y segura hacia una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido que no cause daños ni molestias.

TRATAMIENTO CENTRALIZADO

Tradicionalmente, el tratamiento de aguas residuales en una ciudad se realiza en una planta de tratamiento centralizada; pero a medida que la ciudad se expande, se generan una serie problemas, como ser: La sobrecarga de la planta de tratamiento centralizada, los altos costos de bombeo y tratamiento y el alto riesgo ambiental que significa el tratar toda el agua residual de una ciudad en un solo punto.

Los sistemas centralizados de distribución de agua y eliminación de aguas servidas (alcantarillado sanitario) se desarrollaron en el siglo XIX, primero en la ciudad de Londres, luego se distribuyeron en todo el continente europeo y finalmente en todo el

mundo. Esta fue la solución preferida no sólo en los países industrializados, sino también en los países en vías de desarrollo.³

Lamentablemente, los resultados del uso de este paradigma por más de dos siglos en las ciudades dejan mucho que desear:

Actualmente, aproximadamente el 95% de las aguas servidas mundiales entran a los cuerpos receptores sin tratamiento adecuado.

Uno de los principales problemas de los grandes sistemas de recolección y tratamiento de aguas servidas centralizadas es que a medida que el sistema crece en número de usuarios, los tubos de la red de recolección se hacen más grandes y por lo tanto más costoso.

Los costos de las redes de alcantarillado crecen de manera exponencial a medida que se incrementan los diámetros. Por otro lado, a medida que la longitud de los emisores de alcantarillado se incrementa, estos deben ser enterrados a mayores profundidades para mantener la pendiente necesaria para que el sistema funcione por gravedad. Esto genera costos adicionales tanto en inversión como en operación de los sistemas. Cuando los tubos se entierran a mayor profundidad se incrementan los costos de excavación y de instalación.

Cuando el emisario principal llega a la planta de tratamiento varios metros por debajo del terreno natural, el agua debe ser bombeada hacia la planta. Esto genera altos costos de energía.

Fuente de agua cada vez más distante, planta de tratamiento cada vez más grande y cada vez más distante.

TRATAMIENTO DESCENTRALIZADO:

Alternativamente, los sistemas descentralizados requieren de redes de recolección más cortas. Al reducir la longitud total de las redes de recolección no requerimos de grandes diámetros y simplificamos la construcción de los sistemas. Desde el punto de vista ecológico es muy deseable evitar el transporte del agua a grandes distancias (tanto para

su captación como para su tratamiento). Es decir, mientras más descentralizado (y por tanto más localizado) sea el tratamiento y devolución del agua a la naturaleza, menor será el impacto ambiental.

Estos sistemas presentan las siguientes ventajas:

1. Las redes de recolección son más cortas y por lo tanto emplean menores diámetros (reduciéndose el costo de inversión y mantenimiento).
2. Las plantas de tratamiento son más pequeñas por lo tanto y requieren menor superficie de terreno.
3. Son menos exigentes en cuanto a capacidades técnicas necesarias para su operación y mantenimiento.
4. Permiten ejercer mayor control sobre el agua que ingresa (menos usuarios y mayor control social).
5. El riesgo ambiental se encuentra distribuido en varias plantas y por tanto se minimiza.
6. El agua tratada puede ser re-utilizada en la misma zona.
7. A media que se incrementa la demanda se construyen nuevas unidades en lugar que tener que reemplazar plantas existentes (crecimiento celular e inversión incremental)

COMPARACION DE COSTO EN SISTEMAS CENTRALIZADOS Y DESCENTRALIZADOS

El ahorro principal de los sistemas descentralizados en comparación a los centralizados está en las redes de recolección de aguas servidas que al ser más cortas requieren menores diámetros.

En cuanto a los costos de operación, los sistemas descentralizados requieren menos energía para bombeo.⁴

TIPOS DE TRATAMIENTOS

-Tratamiento anaerobio: Consiste en una serie de procesos microbiológicos, dentro de un recipiente hermético, dirigidos a la digestión de la materia orgánica con producción de metano. Es un proceso en el que pueden intervenir diferentes tipos de microorganismos pero que está dirigido principalmente por bacterias.

Presenta una serie de ventajas frente a la digestión aerobia: Generalmente requiere de instalaciones menos costosas, no hay necesidad de suministrar oxígeno por lo que el proceso es más barato y el requerimiento energético es menor.

Por otra parte se produce una menor cantidad de lodo (el 20% en comparación con un sistema de lodos activos), y además este último se puede disponer como abono y mejorador de suelos. Para el tratamiento anaerobio a gran escala se utilizan rectores de flujo ascendente o U.A.S.B (Por sus siglas en inglés) con un pulimento aerobio en base de filtros percoladores y humedales.

- Tratamientos Aerobios: En este tipo de tratamiento se llevan a cabo procesos catabólicos oxidativos. Como el catabolismo oxidativo requiere la presencia de un oxidante de la materia orgánica y normalmente este no está presente en las aguas residuales, él requiere ser introducido artificialmente.

-En cuanto a normativa en Bolivia no se tiene alguna norma específica al tema, pero si se debe cumplir lo que nos indica el Reglamento de materia de contaminación hídrica de la ley del medio ambiente No 1333 y a nivel mundial existen normas realizadas por la Organización Mundial de Salud (OMS), Organización de la Naciones Unidas de Agricultura (FAO) y el Comité nacional de agua en México (CONAGUA) que nos pueden servir algunos parámetros.

1.5.2 Marco conceptual

Aguas residuales.- El término agua residual define un tipo de agua que está contaminada con sustancias fecales y orina, procedentes de desechos orgánicos humanos o animales. Su importancia es tal que requiere sistemas de canalización,

tratamiento y desalojo. Su tratamiento nulo o indebido genera graves problemas de contaminación.

Aguas domésticas.- Son aquellas aguas provenientes de baños, tocadores, regaderas, duchas, cocinas, etc... que son desechadas a las alcantarillas o cloacas.

Aguas residuales tratadas.- Aguas procesadas en plantas de tratamiento para satisfacer los requisitos de calidad en relación a la clase de cuerpo receptor a que serán descargadas.

Población servida.- Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Afluente.- Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

Efluente.- Es el líquido que sale del sistema de tratamiento o alguno de sus elementos en particular.

Colector secundario.- Colector domiciliario de diámetro menor a 150 mm (6") que se conecta con un colector principal.

Colector principal.- Capta el caudal proveniente de dos o más colectores secundarios domiciliarios.

Interceptor.- Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela y a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

Emisario final.- Colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y conduce todo el caudal de aguas residuales a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua como un río, lago o el mar. Se caracteriza porque a lo largo de su desarrollo no recibe contribución alguna.

1.5.3. Marco espacial

Barrio 27 de Mayo.

1.5.4. Marco temporal

Todos los datos de población fueron recolectados a través de encuestas realizadas en el año 2014 y contrastadas con información del INE del año 2011.

1.6. ALCANCE

El presente proyecto de grado abarcará:

- Visita técnica del área beneficiaria
- Recolección de información necesaria por parte del proponente.
 - Datos de la población, que permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades, estos serán contrastados con los obtenidos del INE en el 2011.
 - Un levantamiento topográfico, necesario para el diseño hidráulico.
- Análisis de la situación actual de los pobladores beneficiarios.
- Recopilación de información de tratamiento de aguas residuales de barrios de la ciudad de Tarija que no están conectados al sistema principal.
- Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario.
- Planteamiento de propuestas de solución al tratamiento de las aguas residuales.
- Elección de la mejor alternativa de solución a través de un análisis técnico y económico.
- Planos a detalle del sistema de alcantarillado.
- Planos a detalle de la alternativa seleccionada.
- Presupuesto del sistema de tratamiento seleccionado.

CAPÍTULO II: ASPECTOS SOCIALES Y FÍSICOS DEL PROYECTO

2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

Figura 2.1. Ubicación del barrio 27 de Mayo



Fuente: Google earth.

2.1.1. Características climatológicas

a) Temperatura

La zona presenta un clima medio que varía entre los 13,3 a 20,7 °C según la estación “El Aeropuerto” Tarija, el cual también presenta los siguientes valores extremos.

Temperatura Máxima.....27.5 °C

Temperatura Mínima.....23 °C

b) Precipitación pluviométrica

Presenta también una precipitación promedio de 603 mm de lámina de lluvia, la precipitación máxima en 24 horas es de 125 mm de lámina de lluvia con un promedio de 66 días de lluvia al año y una velocidad del viento que varían entre los 6 m/s con dirección sud oeste.

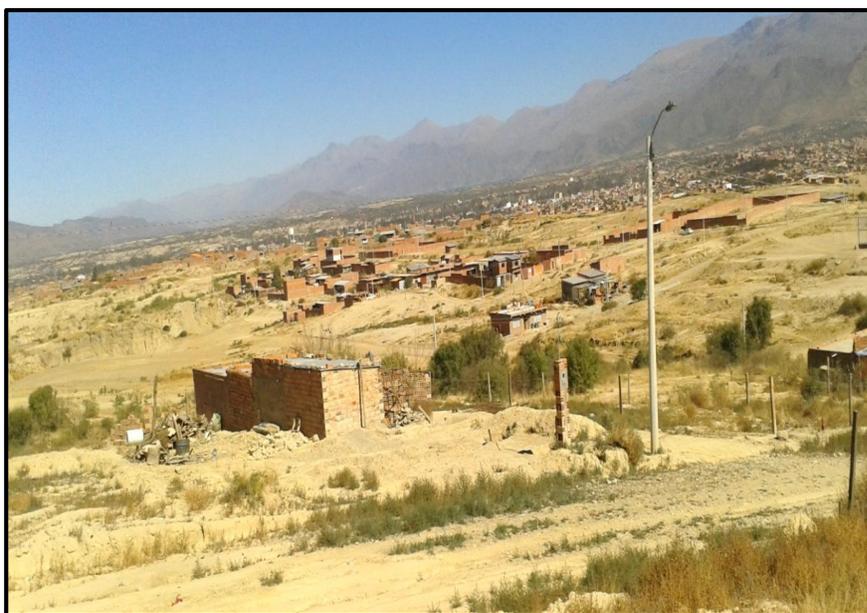
c) Clima

La zona presenta un clima árido según la clasificación de Lang.

2.1.2. Orográficas

Gracias a la visita hacia el lugar donde se sitúa el proyecto, se puede definir un paisaje con pendientes ligeramente onduladas que varía aproximadamente entre 2 – 5 % (Ver Figura 2.2).

Figura 2.2. Zona beneficiada



Fuente: Elaboración propia

2.1.3. Infraestructura

El barrio 27 de Mayo de reciente creación cuenta con espacios de área verde, la cual ocupan 4,89 hectáreas, en donde se encuentra una cancha para la actividad deportiva. Además en el barrio existe un pequeño centro utilizado como guardería. Es preciso hacer conocer que el barrio cuenta con calles pero en malas condiciones, las cuales no presentan mejoramiento en su capa de rodadura.

2.1.4. Extensión

El barrio 27 de Mayo cuenta con una superficie de terreno de 20,28 ha distribuido en 33 manzanos de las cuales tres son áreas verdes, en uno de ellos funciona una cancha deportiva y en otra de ellas está en proceso de construcción una sede para las personas que habitan el barrio.

2.2. SERVICIOS BÁSICOS

Contar con los servicios básicos en cualquier barrio, es de vital importancia, los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación, transporte y telefonía.

El barrio 27 de Mayo al ser de reciente creación no cuenta con los servicios básicos en calidad óptima para satisfacer totalmente sus necesidades, tanto sanitarias como de confort personal, los cuales son:

- a) Agua potable: El barrio cuenta con un abastecimiento precario de piletas públicas que no satisface en su totalidad la demanda, los pobladores carecen de este servicio
- b) Alcantarillado sanitario: No cuenta con una red de alcantarillado que pueda evacuar las aguas servidas, siendo su única opción la creación de pozos ciegos.

En ninguna zona beneficiada con el proyecto existe el servicio de alcantarillado por red de drenaje, una gran proporción de las familias cuenta con pozo ciego (85,48 %), mientras que las familias restantes (14,52 %) realizan sus necesidades al aire libre (ver tabla 2.1).

Tabla 2.1. Cobertura y medios para la eliminación de excretas

Lugar	N° de Familias	N° de Familias			
		Pozo Ciego	Letrinas	Alcantarillado	Campo Abierto
Barrio 27 de Mayo	172	148	0	0	24

Fuente: Unidad técnica-gobernación de tja.

Todas estas familias que no tienen la oportunidad de contar con un sistema de eliminación de excretas, se ven obligadas a hacer sus necesidades en campo abierto, lo que se convierte en un foco de contaminación y por tanto a una mayor exposición de enfermedades y parásitos, poniendo en riesgo la sanidad de las mismas familias, de los animales domésticos y el medio ambiente (agua de los ríos y aire).

- c) Energía eléctrica: Es el único servicio con el que cuentan los pobladores del barrio en su totalidad.

En el barrio no todas las calles cuentan con alumbrado público, pero sin embargo las más transitadas si cuentan con ello.

- d) Modalidades de recolección de residuos sólidos

Con respecto a los sistemas de recolección y tratamiento de basuras y residuos sólidos, la totalidad de los pobladores utiliza los servicios de recolección de la empresa de aseo urbano (EMAT).

No todos los barrios son atendidos por el gobierno central y/o municipal, debido a dos factores principales; falta de recursos financieros y descuido de las autoridades centrales.

2.3. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

2.3.1. Población del área de influencia del proyecto

La población beneficiaria del proyecto comprende toda la población del barrio 27 de Mayo, para conocer esta población se tomaron datos del estudio socio económico realizado por la dirección departamental de agua y saneamiento básico para la elaboración de un proyecto de agua potable para la zona, (ver anexo).

En el siguiente cuadro se presenta la población total beneficiaria diferenciada por sexo.

Tabla 2.2. Población Por Sexo del Área de Influencia del Proyecto

Población Por Sexo	Total	%
Hombres	451	53,24
Mujeres	397	46,76
Total	848	100,00

Fuente: Unidad técnica-gobernación de tja.

Figura 2.3. Población por sexo



Fuente: Elaboración propia

En este sentido, la demanda actual por la construcción del alcantarillado sanitario, está compuesta por toda la población descrita en el cuadro anterior.

2.3.2. Número y tamaño promedio de familias

El número de familias directamente beneficiarias con la implementación del proyecto es de 172.

Tabla 2.3. Número y Tamaño Promedio de Familias

Lugar	Población Total	Número de Familias	Tamaño Promedio
27 de Mayo	848	172	4,93

Fuente: Unidad Técnica. Gobernación de Tarija

2.4. ASPECTOS ECONÓMICOS

La economía de las familias que habitan el barrio 27 de Mayo depende de diversas actividades. Entre algunas actividades que desarrollan tenemos:

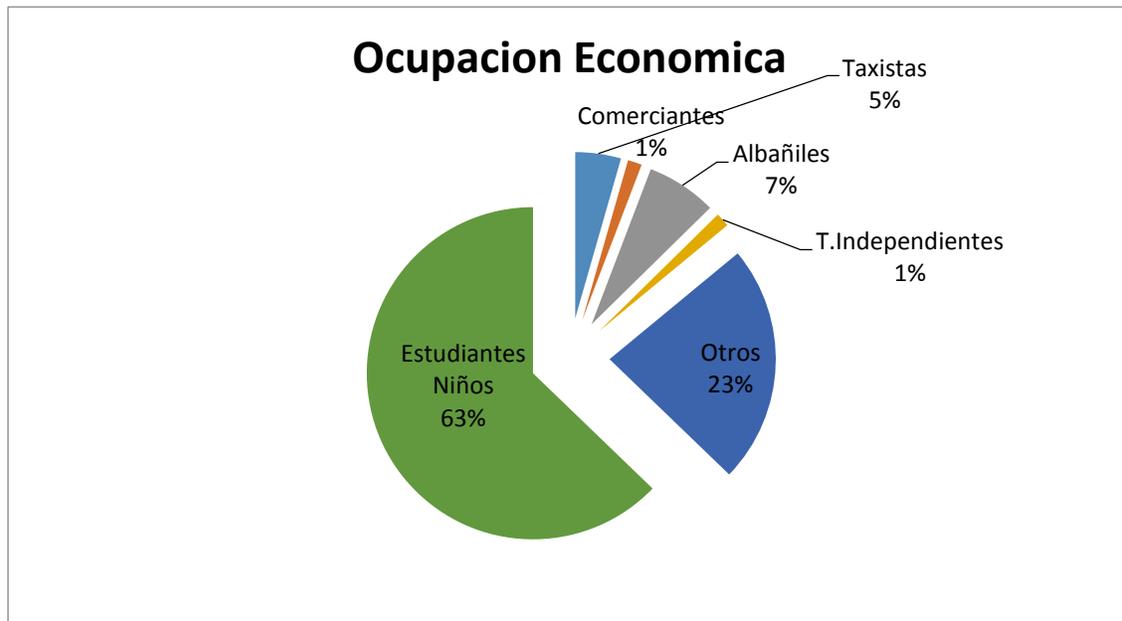
Tabla 2.4. Ocupaciones económicas

Ocupación	Total	%
Taxistas	37	4,44
Comerciantes	12	1,37
Albañiles	58	6,83
T. Independientes	12	1,37
Otros	197	23,21
Estudiantes y/o Niños	532	62,80
Total	848	100,00

Fuente: Fuente: Unidad Técnica - Gobernación de Tarija

En el cuadro anterior observamos que existe la categoría “Otros”, en la cual, entran las ocupaciones de: Ama de casa, metalúrgico, jubilado, electricista, brigadista, funcionario público, entre otros.

Figura 2.4. Ocupaciones económicas



Fuente : Fuente: Unidad Técnica. Gobernación de Tarija

2.5. ACCESO A LA ZONA DEL PROYECTO

La principal vía de acceso al barrio es la avenida Salinas, la cual se encuentra conectada a la avenida Luis Espinal, y esta a su vez está conectada a la avenida La Paz. La avenida Salinas y la avenida Luis Espinal forman un tramo de 773 metros desde la avenida La Paz hacia el inicio del barrio. Estas avenidas se encuentran en un estado regular.

Por las condiciones que presentan estas vías de acceso se puede afirmar que el transporte no es una dificultad permitiendo el ingreso de vehículos particulares de diferente capacidad, como también el transporte público, como ser taxis y micros.

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1.1 Índice de crecimiento poblacional

El Índice de Crecimiento Poblacional, se determinará para la localidad beneficiada, según información obtenida del último Censo Nacional del INE.

Según el censo nacional realizado en 2011 se tiene para la ciudad de Tarija un índice de 2,26 %.

$$i = 2,26 \%$$

Para poblaciones menores, si no cuentan con el índice de crecimiento poblacional, se adopta el índice de crecimiento de la población de la capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar un índice de crecimiento de 1 %.

3.1.2 Periodo de diseño

El período de diseño debe ser definido en función al tamaño de la población y a los componentes del sistema a ser construidos, conforme a lo establecido en el numeral 2.3.1 del Capítulo 2 de la norma NB 688.

El período de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- a) Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- b) Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- c) Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

Tabla 3.1. Periodos de diseño

Componentes del sistema	Población menor a 20000 habitantes	Población mayor a 20000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: Norma Boliviana NB 688

Según las características de la población y los componentes del sistema, se adopta 20 años para el periodo de diseño.

Periodo de diseño = 20 Años

3.2. POBLACIÓN DEL PROYECTO

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.
- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

3.2.1. Aplicación de los métodos

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Aplicación de los métodos

Método	Población (hab.)			
	Hasta 2 000	De 2 001 a 10 000	De 10 001 a 100 000	>100 000
Aritmético	X	x		
Geométrico	X	x	x	x
Exponencial		X(2)	X(1)	x
Curva logística				x

Fuente: Norma NB 688

3.2.2. Población futura

Es el número de habitantes que será abastecido por el proyecto en un periodo de diseño establecido. Para determinar la población futura se deben tomar en cuenta los métodos tradicionales establecidos por la norma NB 688. Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Métodos para la determinación de la población futura

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético		Donde:

	$Pf = Po * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$	Pf Población futura, en hab.
Geométrico	$Pf = Po * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$	Po Población inicial, en hab. i= índice de crecimiento población anual, en porcentaje.
Exponencial	$Pf = Po * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$	t= número de años de estudio.

Fuente: Norma NB 688

El barrio 27 de Mayo, en la actualidad tiene una población de 848 habitantes distribuidos en 33 manzanos de los cuales 3 son áreas verdes, este dato fue obtenido del estudio socioeconómico realizado para la zona por la unidad técnica de la Gobernación del departamento.

Para obtener la población beneficiaria del proyecto la Norma Boliviana para el Diseño de Sistemas de agua potable (NB-689), ofrece al proyectista una variedad de métodos de crecimiento, tales como: El método aritmético, geométrico y exponencial.

Para el cálculo de la población futura es necesario:

Datos:

Población inicial $Po = 848$ habitantes

Índice de crecimiento poblacional anual $i = 2,26 \%$

Periodo de diseño: $t = 20$ años

De los que obtenemos los siguientes resultados:

Método Aritmético. $Pf = Po * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$ 1231,296hab.

$$Pf = Po * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t = 1325,903 \text{ hab}$$

Método Geométrico.

Método Exponencial. $Pf = P_0 * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)} = 1332,59 \text{ hab.}$

Tabla 3.4. Resultados población futura

Método	Población Futura (Hab.)
Aritmético	1232
Geométrico	1326
Exponencial	1333

Fuente: Elaboración propia

Se utiliza el resultado del método exponencial, ya que con este método podemos obtener una población futura mayor que los demás métodos utilizados.

Algunos de los factores más relevantes para el cálculo de la población futura por el método exponencial, es el índice de crecimiento poblacional.

3.3. DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

3.3.1. Dotación actual

Para la determinación de los consumos per cápita se tienen las dotaciones recomendadas por la Norma Boliviana para el diseño de sistemas de agua potable (NB-689), las cuales se reflejan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Dotación Media diaria (l/ hab - d)					
	Población (habitantes)					
	Hasta	501-	2001-	5001-	20001-	>10.0000

	500	2.000	5.000	2.0000	10.0000	
Altiplano	30-50	30-70	50-80	80-100	100-150	150-200
Valles	50-70	50-90	70-100	100-140	150-200	200-300
Llanos	70-90	70-110	90-120	120-180	200-250	250-350

Fuente: NB -689 Instalaciones de agua - Diseño para sistema de agua potable.

Considerando el rango de dotación de 50 – 90 l / hab –d de, carácter valido para una población mayor a 501y menor a 2000 habitantes en una zona de valles, se adoptaría para el proyecto una dotación de 90 l/ hab – d, considerando la disponibilidad de agua, pero según la recomendación de COSSALT la dotación inicial para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario es 150 l/hab/día, debido a que esta es la dotación que se puede dar como límite de acuerdo a las condiciones y disponibilidad del servicio que se tiene en la ciudad de Tarija, es por esto que en COSSALT se toma para el diseño este valor.

Es así que para el diseño en este trabajo, se elige el valor de la dotación de 150 l/hab/día.

Dotación Media = 150 lt/ha/dia

3.3.2. Dotación futura

Se incrementó la dotación media diaria de acuerdo a los factores que afectan el consumo, aplicando una variación anual en la dotación del 2%, justificando tal con la necesidad de realizar el mayor aprovechamiento de agua.

Se calculó una dotación futura para un periodo de diseño de 20 años, el mismo es recomendado por la Norma Boliviana (NB – 689), obteniendo:

Dotación media diaria $D_i = 150 / \text{hab-d}$

Variación anual de la dotación $d = 1,5 \%$

Periodo de diseño $t = 20 \text{ años}$

$$D_f = D_i * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t = 202,028 \text{ l/ hab-d}$$

Dotación Futura = 202,028 l/hab/día

3.4. DETERMINACIÓN DE COEFICIENTES

3.4.1 Coeficiente de retorno

Este coeficiente toma en cuenta que no toda el agua consumida en un domicilio es devuelta al alcantarillado, debido a sus múltiples usos como riego, lavado de piso, cocina y otros. El valor de este coeficiente oscila entre el 60% y el 80%, considerando las recomendaciones de la empresa COSSALT para la realización del proyecto del barrio en estudio, se determina que de la dotación de agua el **75 %** es devuelto al alcantarillado, siendo el resto utilizado en riego, lavado de pisos, cocina y otros.

$$C=0,75$$

3.4.2. Coeficiente de punta

El coeficiente de punta “M” es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La variación del coeficiente de punta “M” debe ser estimada con base a relaciones de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1000 hab a 1000000 hab; la relación de Flores, en las cuales se estima “M” en función del número de habitantes; la relación de Pöpel para poblaciones que varían de 5000 a 250000 hab. y también se debe tomar en cuenta los coeficientes de variación de caudal K1 y K2.

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

a) Fórmula de Harmon:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Dónde: M = Coeficiente de Punta.

P = Población en miles de habitantes.

Su alcance está recomendado en el rango: $2 \leq M \leq 3,8$

b) Coeficiente de Babbit:

$$M = \frac{5}{P^{0,20}}$$

Dónde: M = Coeficiente de Punta.

P = Población en miles de habitantes.

c) Coeficiente de Flores:

$$M = \frac{3,5}{P^{0,10}}$$

Dónde: M = Coeficiente de Punta.

P = Población en miles de habitantes.

d) Coeficiente de K1 y K2:

$$M = K1 * K2$$

Dónde:

K1 = Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario K1, varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de K1, corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

K2 = Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El

coeficiente de máximo caudal horario K2, varía según el número de habitantes, como se muestra en la Tabla 3.6.

$$M = 1,5 * 1,8$$

$$M = 2,7$$

Tabla 3.6. Valores del Coeficiente K2

Población (hab.)	Coeficiente K2
Hasta 2000	2,20 a 2,00
De 2001 a 10000	2,00 a 1,80
De 10001 a 100000	1,80 a 1,50
Más de 100000	1,50

Fuente: Norma Boliviana NB – 688

e) Coeficiente de Pöpel:

En la Tabla 3.7. se presentan los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población.

Tabla 3.7. Valores del Coeficiente Pöpel

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 – 2,00
5 – 10	2,00 – 1,85
10 – 50	1,85 – 1,60
50 – 250	1,60 – 1,33
Mayor a 250	1,33

Fuente: Norma Boliviana NB – 688.

3.4.3. Coeficientes por conexiones erradas

En los caudales de aguas residuales se deben considerar los caudales provenientes de

las conexiones erradas, según la norma NB 688 es necesario fijar un coeficiente de seguridad del 5 al 10 % del caudal máximo previsto de aguas residuales.

En el proyecto se toma un coeficiente de seguridad del **10 %** del caudal máximo, para los caudales provenientes de las conexiones erradas.

$$Q_e = 10\% * Q_{max}$$

3.4.4. Coeficiente de infiltración

No se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas a través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas, en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando permiten la infiltración del agua.

El caudal de infiltración será determinado considerando los siguientes aspectos:

- La altura del nivel freático sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas, y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.
- Material de la tubería y tipo de unión.

Los valores de coeficiente de infiltración recomendados por la norma se muestran a continuación. Tabla 3.8.

Tabla 3.8. Coeficientes de infiltración l/s/m

	Tubo de cemento		Tubo de arcilla		Tubo de arcilla vitrificada		Tubo de PVC	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
Unión								
Freático bajo	0.0005	0.0002	0.0005	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001	0.00005

Freático alto	0.0008	0.0002	0.0007	0.0001	0.0003	0.0001	0.00015	0.0005
------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------------

Fuente: Norma Boliviana NB – 688

Según datos obtenidos del perfil litológico de un pozo perforado en la zona se pudo conocer que el nivel freático es alto. Para la alternativa elegida, tubería PVC con junta de goma, se adopta un valor de:

$$Q_i = 0,00005 \text{ (l/s/m)}$$

3.5. CAUDALES DE DISEÑO

3.5.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario de aguas residuales se define a partir de la cuantificación del aporte del consumo de agua potable:

$$Q_m = \frac{P_f * D_f * C_r}{86400}$$

Donde:

Q_m: Caudal medio diario [l/s]

P: Población [hab]

D_f : Dotación [l/hab/día]

C_r: Coeficiente de retorno [fracción]

$$Q_m = \frac{1333 * 202,028 * 0,75}{86400}$$

$$Q_m = 2,338 \text{ Lt/seg}$$

3.5.2. Caudal máximo diario

El caudal máximo se determina multiplicando el caudal medio obtenido anteriormente por el coeficiente K1:

$$Q_{maxdiario} = Q_m * K1$$

Donde:

Q_{max} =caudal máximo [l/s]

Q_m =Caudal medio [l/s]

M =coeficiente de punta

Cr =coeficiente de retorno

$$Q_{maxdiario} = 2,338 * 1,5$$

$$Q_{maxdiario} = 3,507 \text{ Lt/seg}$$

3.5.3. Caudal máximo horario

El caudal máximo se determina multiplicando el caudal medio obtenido anteriormente por el coeficiente $K2$:

$$Q_{maxhorario} = Q_{maxdiario} * K2$$

$$Q_{maxhorario} = 3,507 * 1,8$$

$$Q_{maxhorario} = 6,312 \text{ Lt/seg}$$

3.5.4. Caudal por conexiones erradas

El caudal por conexiones erradas se determina multiplicando el caudal máximo calculado anteriormente por el coeficiente de conexiones erradas:

$$Q_{ce} = Q_{maxdiario} * C_{ce}$$

Donde:

Q_{max} =caudal máximo [l/s]

C_{ce} =coeficiente por conexiones erradas (10%)

Q_{ce} =caudal por conexiones erradas [l/s]

$$Q_e = 0,10 * 3,507 \text{ L/s}$$

$$Q_e = 0,3507 \text{ L/s}$$

3.5.5. Caudal por infiltración

El caudal por infiltración se determina multiplicando el coeficiente de infiltración obtenido anteriormente C_f por la longitud total de la red.

$$Q_{inf} = C_{inf} * L_t$$

Donde:

Q_{inf} =caudal de infiltración [l/s/m]

C_{inf} =coeficiente de infiltración

L_t =Longitud total de la red [m]

$$Q_{inf} = 0,00005 \text{ L/s/m} * \text{Longitud tubería}$$

$$Q_{inf} = 0,00005 \text{ L/s/m} * 6807,5 \text{ m}$$

$$Q_{inf} = 0,340 \frac{\text{Lt}}{\text{seg}}$$

3.5.6. Caudales de diseño final

El cálculo del caudal de diseño es el punto más importante del proyecto, pues de un cálculo adecuado depende la calidad de los resultados posteriores. El caudal de diseño se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{ce} + Q_{inf} + Q_c$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño [l/s]

Q_{max} : Caudal máximo [l/s]

Q_{ce} : Caudal de conexiones erradas [l/s]

Q_{inf} : Caudal de infiltración [l/s]

Q_{ce} = Caudal concentrado (l/s)

NOTA: En este caso no hay caudal por conexiones concentradas debido a que en el barrio no se cuentan con hospitales o demás.

-Caudal medio diario:

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = Q_{max \text{ diario}} + Q_e + Q_{inf}$$

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = (3,507 + 0,3507 + 0,340) \text{ L/seg}$$

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = 4,198 \text{ L/seg}$$

-Caudal máximo horario:

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = Q_{max\ horario} + Q_e + Q_{inf}$$

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = (6,312 + 0,3507 + 0,340) L/seg$$

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = 7,003 L/seg$$

CALCULO DE CAUDALES CON PERIODO DE RETORNO T=10 AÑOS

Datos:

Población inicial $P_o = 848$ habitantes

Índice de crecimiento poblacional anual $i = 2,26 \%$

Periodo de diseño: $t = 10$ años

De los que obtenemos los siguientes resultados:

Método Aritmético. $Pf = P_o * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$ 1039,648hab.

Método Geométrico. $Pf = P_o * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t = 1060,361 hab$

Método Exponencial. $Pf = P_o * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)} = 1063,03 hab.$

-Caudal medio:

$$Q_m = \frac{Pf * Df * Cr}{86400}$$

$$Q_m = \frac{1063,03 * 202,028 * 0,75}{86400}$$

$$Q_m = 1,864 Lt/seg$$

-Caudal máximo diario:

$$Q_{maxdiario} = 1,864 * 1,5$$

$$Q_{maxdiario} = 2,796 Lt/seg$$

-Caudal máximo horario:

$$Q_{max\text{horario}} = Q_{max\text{diario}} * K2$$

$$Q_{max\text{horario}} = 2,796 * 1,8$$

$$Q_{max\text{horario}} = 5,033 \text{ Lt/seg}$$

-Caudal conexiones erradas:

$$Q_{ce} = Q_{max\text{diario}} * C_{ce}$$

$$Q_e = 0,10 * 2,796 \text{ L/s}$$

$$Q_e = 0,2796 \text{ L/s}$$

-Caudal por infiltración:

$$Q_{inf} = C_{inf} * L_t$$

$$Q_{inf} = 0,00005 \text{ L/s/m} * \text{Longitud tubería}$$

$$Q_{inf} = 0,00005 \text{ L/s/m} * 6807,5 \text{ m}$$

$$Q_{inf} = 0,340 \frac{\text{Lt}}{\text{seg}}$$

-Caudal medio diario:

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = Q_{max\text{diario}} + Q_e + Q_{inf}$$

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = (2,796 + 0,2796 + 0,340) \text{ L/seg}$$

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = 3,416 \text{ L/seg}$$

-Caudal máximo horario:

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = Q_{max\text{horario}} + Q_e + Q_{inf}$$

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = (5,033 + 0,2796 + 0,340) \text{ L/seg}$$

$$Q_{MAXIMO-HORARIO} = 5,653 \text{ L/seg}$$

3.5.7. Cálculo de longitudes

Para la determinación de los factores de cálculo es necesario conocer la longitud total de la red, la misma que se obtiene por medio de programas informáticos, en este caso por medio del auto cad.

3.5.8. Cálculo de áreas de aporte

Una de las formas más prácticas de determinar los caudales para el diseño de cada tramo y cada colector, es hacer una repartición del caudal total del proyecto en función de su área. Al delimitar luego el área a servir por cada tramo podemos obtener el caudal correspondiente.

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en sub áreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

3.6. PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS CONDUCTOS CIRCULARES

a) Flujo en tuberías con sección llena.-

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal (capacidad hidráulica) y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena.

Las relaciones geométricas para la sección circular son:

- Área:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

- Perímetro:

$$P = \pi * D$$

- Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P}$$

Dónde:

R = Área de sección mojada, en m².

P = Perímetro de sección mojada, en m.

- Velocidad:

$$V = \frac{1}{n} * D^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal:

Reemplazando la velocidad (V) de la fórmula de Manning en la fórmula de continuidad, se tiene como resultado la siguiente expresión del caudal (Q) de escurrimiento a sección llena:

$$Q = \frac{0,312}{n} * D^{\frac{8}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

b) Flujo en tuberías con sección parcialmente llena.-

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.

- EL ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 * \arccos * \left(1 - \frac{2h}{D}\right)$$

- Radio Hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)$$

- Velocidad:

Sustituyendo el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías de sección llena, es:

$$V = \frac{0,397 * D^{\frac{2}{3}}}{n} * \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257,15 * n * (2\pi\theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} * (2\pi\theta^\circ - 360 * \text{sen } \theta^\circ)^{\frac{5}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

3.7. ECUACIONES PARA EL DISEÑO

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en el régimen permanente y uniforme, donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto.

Para los cálculos hidráulicos, deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

3.7.1. Ecuaciones de Colebrook – White

La siguiente ecuación de Prandtl-Colebrook, que permite obtener la velocidad media del flujo de agua residual, se desarrolla a partir de las expresiones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White:

$$V = -2,0 * \log \left(\frac{2,51 * \nu}{D * \sqrt{2g * D * s}} + \frac{K/D}{3,71} \right) * \sqrt{2g * D * s}$$

Dónde:

V = Velocidad, en m/s.

D = Diámetro de la tubería, en m.

s = Pendiente, en m/m.

K/D = Rugosidad relativa de la pared de la tubería, en m/m.

ν = Viscosidad cinemática, en m²/s (varía con la temperatura del líquido). Por ejemplo 1,31 × 10⁻⁶ (m²/s) para 10°C.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s².

En la Tabla 3.9 se presentan los valores de las rugosidades de las tuberías (K).

Tabla 3.9. Valores de las rugosidades de las tuberías

Material	Rugosidad – K (mm)
P.V.C.	0,10
Hormigón	0,30
Fierro fundido sin revestimiento	0,25

Fierro fundido con revestimiento	0,125
----------------------------------	-------

Fuente: Azevedo Netto et al. (1998)

3.7.2. Ecuación de Manning

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos.

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

V = Velocidad de escurrimiento, en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad (n=0,013), adimensional.

R = Radio hidráulico, en m.

s = Pendiente del conducto, en m/m.

3.7.3. Ecuación de continuidad

$$Q = V * A$$

Dónde:

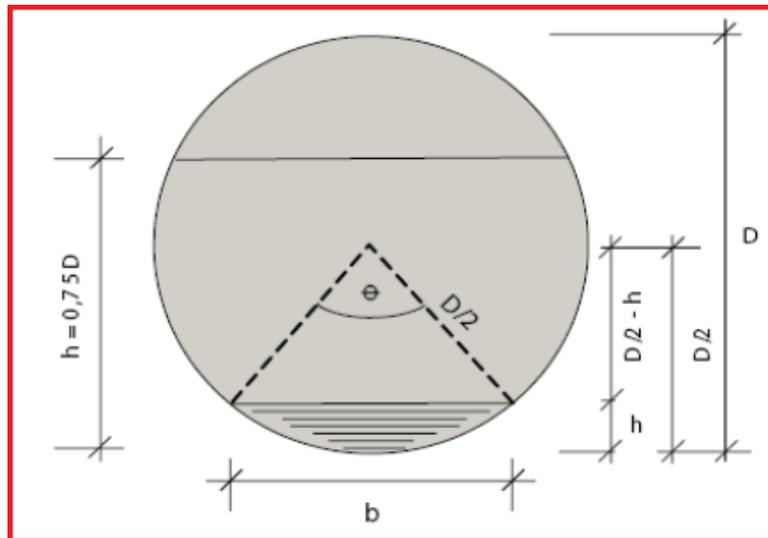
Q = Caudal, en m³/s.

A = Área de la sección, en m².

V = Velocidad, en m/s.

Los cálculos de las figuras de los sectores y segmentos circulares y relaciones trigonométricas, deben ser obtenidos según la Figura 3.1.

Figura 3.1. Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente Llena.



Fuente: Acebedo Neto

Dónde:

D = Diámetro, en m (mm) (plg).

h = Tirante de agua, en m (%).

3.8. CRITERIOS Y VERIFICACIONES DEL DISEÑO

3.8.1. Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y/o no convencional (alcantarillados condominial, simplificado y modular 100 % plástico) es 100 mm (4 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

3.8.2. Tensión tractiva

Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media de valor mínimo $\tau_{\text{mín}} = 1 \text{ Pa}$. En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0,60 Pa.

La ecuación de la tensión tractiva está definida por:

$$\tau = \rho * g * R * s$$

Dónde:

τ = Tensión tractiva o tensión de arrastre, en pascal (Pa).

ρ = Densidad del agua (1000 Kg. /m³).

g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

R = Radio hidráulico, en m.

s = Pendiente de la solera, en m/m.

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo. La pendiente mínima de la tubería, puede ser calculada con el criterio de la tensión tractiva. Despejando de la ecuación anterior obtenemos la pendiente de la tubería a sección llena:

$$s = \frac{\tau}{\rho * g * R}$$

Sustituyendo el radio hidráulico en la ecuación, obtenemos la pendiente para tuberías para sección parcialmente llena:

$$s = \frac{\tau}{\rho * g * \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)}$$

En la tabla 3.10, se presenta los valores de la pendiente mínima calculada con la ecuación anterior, basado en el criterio de la tensión tractiva, cuando el flujo promedio está a 100% de la capacidad del colector (sección llena). Para fines de comparación con el criterio de velocidad, previamente se calculó la tensión tractiva = 2,04 Pa, con la pendiente de 8,32 o/oo, el radio hidráulico $R = D/4$ y para el diámetro de 0,10 m. Luego la velocidad fue obtenida con la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad $n = 0,013$.

Tabla 3.10. Pendientes mínima – criterio de la tensión tractiva

Diámetro (m)	Pendiente Mínima (o/oo)	Velocidad a Sección Llena (m/s)	Caudal a Sección Llena (m ³ /s)
0,10	8,32	0,60	0,0047
0,15	5,55	0,64	0,0113
0,20	4,16	0,67	0,0212
0,25	3,33	0,70	0,0343
0,30	2,77	0,72	0,0509
0,35	2,38	0,74	0,0711
0,40	2,08	0,76	0,0950
0,45	1,85	0,77	0,1226
0,50	1,66	0,78	0,1540

Fuente: Modificaciones a la Norma Boliviana NB – 688

3.8.3. Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de la red no debe ser inferior a la mínima admisible calculada de acuerdo con la relación de caudales de Q_p/Q_{ll} , ni superior a la máxima calculada según el criterio de la tensión tractiva.

La pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$s_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho * g * R}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$s_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho * g * \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360 * \text{sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)}$$

Dónde:

s_{min} = Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m.

τ_{min} = Tensión tractiva mínima, en Pa.

ρ = Densidad del agua, 1 000 kg/m³.

g = Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s².

R = Radio hidráulico, en m.

θ° = Ángulo, en grado sexagesimal.

La pendiente mínima debe ser determinada para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = 0,10 \text{ a } 0,15 \text{ (10\% a 15\%)}$$

Dónde:

Q_p = Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial (sección parcialmente llena).

Q_{ll} = Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (Q_d) (sección llena).

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = 0,15$$

3.8.4. Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente debe ser considerada para una velocidad final en la tubería de 5,0 m/s.

3.8.5. Tirante máximo de agua

Los tirantes de agua para colectores primarios, secundarios, interceptores y emisarios deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento sea en régimen uniforme y permanente, siendo su máximo valor para caudal de diseño (Q_d) correspondiente al fin del periodo de diseño, igual o inferior al 75% del diámetro interno del colector, para permitir la ventilación de forma que se minimice o elimine la generación y acumulación de sulfuro de hidrógeno.

3.8.6. Velocidad crítica

La máxima pendiente admisible será para una velocidad final $V_f = 5$ m/s.

Cuando la velocidad final (V_f) es superior a la velocidad crítica (V_c), el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo. La velocidad crítica está definida por:

$$V_c = 6 * \sqrt{g * R}$$

Dónde:

V_c = Velocidad crítica (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

R = Radio hidráulico (m).

3.9. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) debe tomar un valor de 0,013 en alcantarillados sanitarios, para cualquier tipo de material de tubería. Es decir, la película biológica formada hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material.

3.10. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

3.10.1. Profundidad mínima de instalación

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “Por gravedad” de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que éste sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

La profundidad del recubrimiento, medida a partir de la clave de la tubería, será definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a los que está sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.

El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas técnicas vigentes, de acuerdo al material empleado.

Se podrán utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país.

3.10.2. Recubrimiento mínimo a la cota clave

La profundidad del recubrimiento debe ser definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.

El recubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Así mismo, se deben utilizar tuberías y accesorios de diferentes tipos de materiales, siempre que cuenten con la certificación del organismo competente autorizado en el país.

En caso de instalación de tubería de PVC rígido, la deformación diametral relativa máxima admisible a largo plazo debe ser de 7,5 % del diámetro.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen:

Tabla 3.11. Profundidad mínima de colectores

Ubicación	Profundidad a la clave del Colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

Fuente: Cooperativa de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario Tarija (COSAALT).

3.10.3. Conexión de recargas domiciliarias

La profundidad mínima del colector debe permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias, por gravedad, a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones sanitarias domiciliarias establece una pendiente mínima del 2 % desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección.

3.10.4. Profundidad máxima

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones

como también de las estructuras de los materiales de los colectores durante y después de su construcción.

3.10.5. Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones del ancho de zanja deberán permitir suficiente comodidad al obrero. Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Dimensiones recomendables de zanja

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	De 0 a 2 m		De 2 a 4 m		De 4 a 5 m	
	Anchos de zanja (m)					
	s/ entib.	c/entib.	s/ entib.	c/entib.	s/ entib.	c/entib.
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05
250	0,70	0,80	0,80	0,90	0,90	1,10
300	0,80	0,90	0,90	1,00	1,00	1,20
400	0,90	1,00	1,00	1,10	1,10	1,30
450	0,95	1,05	1,05	1,15	1,15	1,35
500	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20	1,40
550	1,10	1,20	1,20	1,30	1,30	1,50
600	1,15	1,25	1,25	1,40	1,35	1,60
700	1,25	1,35	1,35	1,50	1,45	1,70
800	1,35	1,45	1,45	1,60	1,55	1,80
900	1,50	1,60	1,60	1,75	1,70	1,95
1000	1,60	1,70	1,70	1,85	1,80	2,05
1100	1,80	1,90	1,90	2,05	2,00	2,25

Fuente: Norma Boliviana NB – 688.

3.11. DETERMINACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO

Dependiendo de la topografía y con las curvas de nivel, se determinará cada una de las cotas de terreno correspondientes a cada una de las cámaras de inspección.

3.12. UBICACIÓN DE LOS COLECTORES

Los colectores deben localizarse siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por las aceras dentro de los manzanos de casas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales no deben estar ubicados en la misma zanja de una tubería de agua y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota solera de la tubería de agua.

Si se prevé que el área de proyecto tendrá sólo alcantarillado sanitario, el colector debe ser localizado a lo largo de las vías públicas equidistantes de las edificaciones laterales; esto es, en el eje, pero si el terreno es muy accidentado debe asentarse del lado donde quedan los terrenos más bajos.

Cuando la calle sea muy ancha, se colocará doble eje.

3.13. CÁMARAS DE INSPECCIÓN

3.13.1. Diámetro mínimo

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

3.13.2. Ubicación de las cámaras

La ubicación y en consecuencia, el número de cámaras de inspección deben ser objeto de un estudio especial ya que su costo incide en un porcentaje elevado en la construcción del sistema; por ello es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Ubicar en los arranques de colectores.
- b) Ubicar en los cambios de dirección.
- c) Ubicar en los cambios de diámetro.
- d) Ubicar en cambios de pendiente.
- e) Ubicar para vencer desniveles.

- f) En las intersecciones de colectores.
- g) En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas no exceda lo estipulado.

La distancia entre cámaras de inspección, está directamente relacionada a la utilización de equipos y métodos de limpieza, sean estos manuales o mecanizados; por tal razón, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Si se utiliza equipo manual como ser varillas flexibles y sus respectivos accesorios, la distancia entre cámaras podrá ser de 50 a 70 m.
- Si se maneja equipo mecánico (Sewer Roder), la distancia entre cámaras puede llegar a 100 m y avanzar aun hasta los 150 m.
- Si los diámetros de los colectores son visitables y permiten una limpieza directa por un operador, la distancia puede ampliarse a 150 ó 200 m.

3.13.3. Distancias máximas entre cámaras

Las distancias máximas entre cámaras de inspección y/o tubos TL o TIL, estarán en función de los equipos de limpieza previstos o disponibles, pero en ningún caso será mayor a 150 m para tuberías de hasta 0,30 m (12") de diámetro.

3.13.4. Cámaras con caída

Para desniveles superiores a 0,75m deben instalarse tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

Para diámetros mayores a 300 mm (12 plg), se debe hacer una conexión directa (a 45°) con el fondo de la cámara.

En caso de existir un desnivel de 0,40 m, éste debe ser resuelto efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

CAPÍTULO IV: FUNDAMENTOS DEL AGUA RESIDUAL

4.1. INTRODUCCIÓN

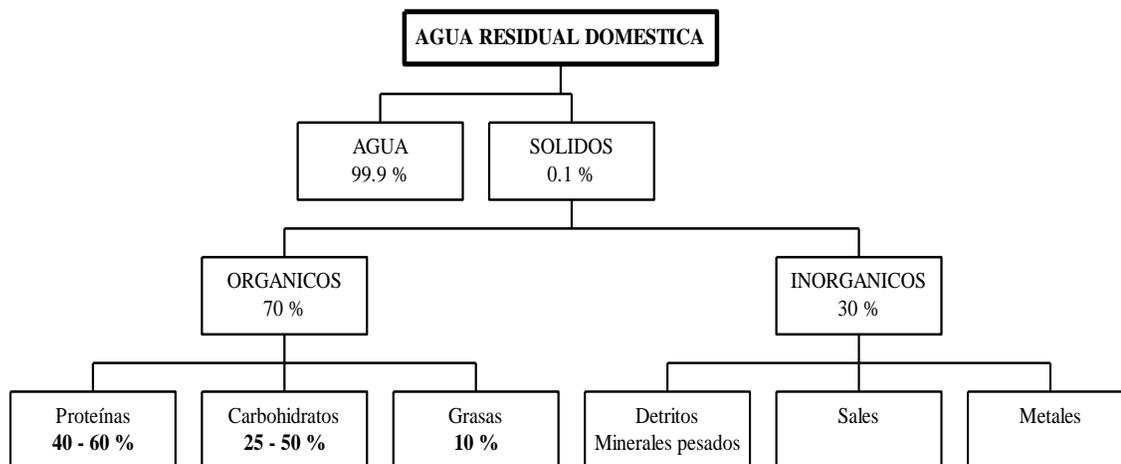
Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La parte líquida de los mismos, a lo que llamamos aguas residuales, es esencialmente el agua que desprende la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Entonces podemos definir al agua residual como la combinación de los residuos líquidos, que provienen de residencias, instituciones públicas y de establecimientos industriales y comerciales, a los que se les puede agregar aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si nosotros permitimos la acumulación y estancamiento de las aguas residuales, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. Además de esto, debemos de añadir la frecuente presencia en el agua residual bruta de numerosos microorganismos patógenos causantes de numerosas enfermedades.

4.2. COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Según van Haandel y Lettinga (1994) los constituyentes más importantes de los residuos líquidos confieren al agua residual propiedades físicas, químicas o biológicas indeseables. La composición y la concentración de estos constituyentes dependerán hasta cierto punto de las costumbres socio-económicas de la población contribuyente. Según Alaerts (1995), la composición del agua residual está determinada por el caudal y por su fuente.

Las aguas residuales consisten básicamente en: Agua, sólidos disueltos y sólidos en suspensión. Los sólidos son la fracción más pequeña (representan menos del 0.1 % en peso), pero representa el mayor problema a nivel del tratamiento. El agua provee sólo el volumen y el transporte de los sólidos (Sterling, 1987a).

Figura. 4.1. Composición media de las ARD

Fuente: Metcalf & Eddy (1985)

Tabla 4.1. Composición típica del ARD

Constituyente	Concentración			
	Unidades	Fuerte	Media	Débil
Sólidos Totales	mg/l	1200	720	350
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	850	500	250
Fijos	mg/l	525	300	145
Volátiles	mg/l	325	200	105
Sólidos Suspendidos	mg/l	350	220	105
Fijos	mg/l	75	55	20
Volátiles	mg/l	275	165	80
Sólidos Sedimentables	ml/l	20	10	5
Demanda Bioquímica de	mg/l	400	220	110
Carbono Orgánico Total	mg/l	290	160	80
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	1000	500	250
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	85	40	20
Orgánico	mg/l	35	15	8
Amoníaco libre	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	15	8	4
Orgánico	mg/l	5	3	1
Inorgánico	mg/l	10	5	3
Cloruros	mg/l	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	200	100	50
Grasa	mg/l	150	100	50
Sulfato	mg/l	34	22	12
Coliformes totales	Nº/100	10 ⁷ - 10 ⁹	10 ⁷ - 10 ⁸	10 ⁶ -
Compuestos orgánicos volátiles	µg/l	>400	100 - 400	<100

Fuente: Metcalf & Eddy (1995)

Los compuestos, sustancias o materiales que reciben las aguas al ser usadas en las ciudades, el campo o la industria le imparten características específicas que es necesario describir brevemente:

- Materia orgánica de ciudades e industrias que demandan oxígeno disuelto del agua para su oxidación. El vertimiento de materia orgánica a cursos de agua rebaja las concentraciones de oxígeno disuelto y afecta adversamente la biota natural hasta hacer desaparecer especies sensibles, como los peces que requieren niveles altos de oxígeno disuelto, 5 o más mg/l.
- Materia en suspensión, de ciudades, industrias, cría de animales, etc., que se deposita en el fondo de ríos, lagos y mares, modificando los nichos naturales. La descomposición anaerobia de la materia orgánica en el fondo afecta adversamente la biota natural de los cuerpos de agua. En los productos de la descomposición anaerobia son devueltos a las capas superiores de agua gases (metano, dióxido de carbono, hidrogeno, etc.), compuestos nitrogenados y de fósforo solubles y material orgánico.
- Metales pesados y compuestos tóxicos de la industria y la agricultura que en concentraciones pequeñas, afectan adversamente a la vida acuática y a los usuarios del agua. Rebajan el valor comercial de la pesca y en ocasiones imposibilitan su consumo por razones de salud pública. Ejemplo: Mercurio, cadmio, níquel, cromo, cobre y zinc.
- Color y turbiedad originados de diversos usos, crean problemas estéticos y hacen al agua inadecuada para su uso doméstico e industrial. Disminuye la penetración de la luz y modifica la zona eufótica en lagos.
- Nitrógeno y fósforo de aguas residuales domésticas principalmente, fertilizan las aguas, pueden dar origen a crecimientos masivos de algas principalmente, los cuales trastornan el equilibrio ecológico y crean condiciones desagradables en lugares de recreación. Estos compuestos afectan principalmente a los lagos.
- Aceite y materia flotante de ciudades e industrias, generan condiciones desagradables a la vista, restringen la transferencia de oxígeno del aire al agua y afectan la biota. En el caso de derrame de petróleo los efectos son desastrosos.

- Compuestos orgánicos que pueden originar sabores desagradables, Ejemplo: los fenoles que con el cloro forman cloro fenoles. Compuestos refractarios que no son transformados por la acción de microorganismos, persisten en el medio acuático y se acumulan en la cadena alimentaría del ecosistema. Estos compuestos se originan en actividades industriales principalmente.
- Calor de aguas de enfriamiento de las industria, aumentan la temperatura de las aguas naturales, modifican el ecosistema y afectan a las especies acuáticas; además, rebajan la transferencia de oxígeno y las concentraciones de saturación de oxígeno disuelto y aceleran el consumo de oxígeno por la biota del agua.

El conocimiento de las características de las aguas residuales permite analizar las diferentes concentraciones y los efectos probables de los componentes sobre las aguas receptoras de aguas residuales, selecciona el o los procesos de tratamiento que removerán los componentes objetables en cantidades tales que minimicen el impacto desfavorable sobre los cuerpos receptores de desechos líquidos. En este proyecto se analizara en detalle la utilización de sistemas de tratamiento de aguas residuales fáciles de operar y controlar, que no necesitan de operadores especialmente entrenados ni de fuentes externas de energía para funcionar.

4.3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DEL AGUA RESIDUAL

En este capítulo se describirán las características físicas, químicas y biológicas del agua residual, así como también los diferentes procesos y operaciones unitarias para el tratamiento de aguas residuales.

4.3.1. Características físicas

La característica física más importante del agua residual es el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

4.3.1.1 Sólidos totales

Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que se sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono de Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos, la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación de entre 103° y 105°C.

Los sólidos sedimentables se expresan en mil y constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. Los sólidos totales pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

4.3.1.2 Olores

Normalmente, los olores son generados por los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor algo desagradable, que resulta más tolerable que el del agua residual séptica. El olor más característico del agua residual séptica se debe a la presencia del sulfuro de hidrógeno (huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos; a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

4.3.1.3 Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente precedente de las casas y otros usos.

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

4.3.1.4 Color

El agua residual suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Cuando llega a este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Su color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

4.3.1.5 Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. Su medición se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en una muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones.

4.3.2 Características químicas

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual. La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y del 40 % de los sólidos filtrables de una agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica. Son sólidos de origen animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos.

4.3.2.1 Materia orgánica

Los compuestos orgánicos están formados por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia en algunos casos, de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%). Otro compuesto orgánico con muy importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes, junto con todas estas grupos de sustancias orgánicas, el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja, por ejemplo los agentes tenso activos, los

contaminantes orgánicos prioritarios, los compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola.

4.3.2.1.1. Medición del contenido orgánico

Los diferentes métodos para medir el contenido orgánico pueden clasificarse en dos grupos: Los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores a 1 mg/l, y los empleados para determinar las concentraciones de .001 mg/l a 1 mg/l. El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio: 1. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO), 2. Demanda química de oxígeno (DQO) y 3. Carbono orgánico total (COT).

En el segundo grupo se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa.

Demanda Bioquímica de Oxígeno: El parámetro de contaminación orgánica más empleado, que es aplicable tanto a aguas residuales como a aguas superficiales, es la DBO a 5 días. La determinación de este está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica. Los resultados de los ensayos de DBO se emplean para: 1. determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente; 2. dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales; 3. medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento y controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos.

El periodo de incubación es normalmente de 5 días a 20°C. La oxidación bioquímica es un proceso lento, cuya duración en teoría es infinita. En un periodo de 20 días se completa la oxidación del 95 al 99 % de la materia carbonosa, y en los 5 días que dura el ensayo de la DBO se llega a oxidar entre el 60 y 70%. Se asume la temperatura de 20 °C como un valor medio representativo de temperatura que se da en los cursos de agua que circulan a baja velocidad en climas suaves, y es fácilmente duplicada en un incubador.

4.3.2.2. Materia inorgánica

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas

residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las tocas y minerales con los que entran en contacto.

Las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, como por ejemplo los cloruros, la alcalinidad, el nitrógeno, el azufre, algunos otros compuestos tóxicos inorgánicos y algunos metales pesados como el níquel, el manganeso, el plomo, el cromo, el cadmio, el cinc, el cobre, el hierro y el mercurio.

Dentro de la materia inorgánica es de suma importancia también hablar de la concentración de ion hidrógeno (pH), ya que es un parámetro de calidad de gran importancia tanto para el caso de aguas naturales como residuales. El agua residual con concentraciones, de ion hidrógeno inadecuadas presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración de ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas. El pH de los sistemas acuosos puede medirse convenientemente con un pH-metro. Para el mismo procedimiento de medición también se emplean soluciones indicadoras y papeles de pH que cambian de color ha determinados valores del ph, el color de la solución o del papel se compara entonces con el color de series normalizadas.

4.3.2.3. Gases presentes en el agua residual

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno (N₂), el oxígeno (O₂), el dióxido de carbono (CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃), y el metano (CH₄). Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida. Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en las épocas estivales.

4.3.3 Características biológicas

Para el tratamiento biológico se deben de tomar en cuenta las siguientes características del agua residual: Principales grupos de microorganismos presentes,

tanto en aguas superficiales como en residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos; organismos patógenos presentes en las aguas residuales, organismos utilizados como indicadores de contaminación.

4.3.3.1 Microorganismos

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, bacterias y arque bacterias.

Las bacterias desempeñan un papel amplio y de gran importancia en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento. Por ello resulta imprescindible conocer sus características, funciones, metabolismos y proceso de síntesis. Los hongos, desde el punto de vista ecológico, presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: Pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos. Sin la colaboración de los hongos en los procesos de degradación de la materia orgánica el ciclo del carbono se interrumpiría en poco tiempo, y la materia orgánica empezaría a acumularse.

La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento ya que puede originar problemas de olor y sabor. Uno de los problemas más importantes es encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de diferentes orígenes de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de algas y demás plantas acuáticas.

Los protozoarios de importancia para el saneamiento son las amebas, los flagelados y los ciliados libres y fijos. Los protozoarios se alimentan de bacterias y de otros microorganismos microscópicos. Tienen una importancia capital, tanto en el funcionamiento de los tratamientos biológicos, como en la purificación de cursos de agua, ya que son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes tipos de microorganismos. Se debe controlar el agua de suministro ya que ciertos protozoarios son también patógenos, tales como el *Cryptosporidium parvum* y la *Giardia lamblia*.

Las diferentes plantas y animales que tienen importancia son de tamaños muy variados,

desde los gusanos y rotíferos microscópicos hasta crustáceos macroscópicos. El conocimiento de estos organismos resulta útil a la hora de valorar el estado de lagos y corrientes, al determinar la toxicidad de las aguas residuales evacuadas al medio ambiente, y a la hora de determinar la efectividad de la vida biológica en los tratamientos secundarios empleados para destruir los residuos orgánicos.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública. Se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como en residuales a temperatura de 20° C, y hasta 6 días en un río normal.

4.3.3.2 Organismos patógenos

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son: bacterias, virus y protozoarios. Los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del aparato intestinal como la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería, diarreas y cólera. Debido a la alta infecciosidad de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países con escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.

4.3.3.3 Organismos indicadores

Los organismos patógenos se presentan en las aguas residuales contaminadas en cantidades muy pequeñas y además, resultan difíciles de aislar y de identificar. Por ello se emplea el organismo coliforme como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias conocidas como organismos coliformes, cada humano evacúa de 100,000 a 400,000 millones organismos coliformes cada día. Por ello, se puede considerar que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquellos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades. Pero existe un problema por el cual los coliformes no son tan buenos indicadores, ya que hay algunos patógenos que pueden estar presentes en el agua aún en ausencia de coliformes.

4.4. RECUPERACIÓN Y REUTILIZACIÓN DE EFLUENTES

Los organismos responsables de la gestión del agua se han visto obligados a buscar nuevas fuentes de recursos hídricos como consecuencia del continuo crecimiento de la población y de la contaminación tanto de las aguas superficiales como de las subterráneas.. En muchos lugares, la reutilización del agua residual ya es un elemento importante en la planificación de recursos. A pesar de que la utilización de las aguas residuales constituye una opción viable, es necesario considerar otras alternativas como el ahorro de agua, el uso efectivo de los suministros existentes, y el desarrollo de nuevas fuentes de recursos.

En la planificación e instrumentación de los planes de recuperación y reutilización de aguas residuales, el factor que normalmente determina el grado de tratamiento necesario y el nivel de confianza deseado de los procesos y operaciones de tratamiento suele ser el uso a que se destina el agua. En el proceso de planificación es imprescindible evaluar la fiabilidad de las operaciones y procesos de tratamientos existentes o propuestos, y que la recuperación de aguas residuales obliga a un suministro continuo de agua de una determinada calidad.

Las principales categorías de reutilización que se contemplan son: riego agrícola y de espacios verdes.

El plan de recuperación y reutilización de aguas residuales ideal debe incluir los siguientes análisis: determinación de las necesidades de tratamiento y evacuación de aguas residuales: Determinación de la demanda y recursos de agua de abastecimiento: Determinación de los beneficios en el abastecimiento de agua en función del potencial de reutilización; análisis del mercado para el agua residual recuperada: análisis económico e ingeniería de las posibles alternativas, y desarrollo del plan y análisis financiero.

4.5. VERTIDO DE EFLUENTES

Una vez tratadas, las aguas residuales se pueden reutilizar o bien se pueden reintroducir en el ciclo hidrológico por evacuación al medio ambiente. Por lo tanto, la evacuación de las aguas residuales se puede considerar como el primer paso de un proceso de utilización indirecto a largo plazo. Los métodos más comunes de evacuación son: Vertido y dilución en aguas del medio ambiente.

Los parámetros de calidad del agua residual que tienen importancia en los venidos de aguas residuales son el oxígeno disuelto (OD): Sólidos suspendidos, bacterias,

nutrientes, pH y compuestos orgánicos volátiles, los neutralizadores ácidos básicos, metales, pesticidas y bifenilos policlorados (PCR).

Los procesos físicos, químicos o biológicos que controlan la evolución de los parámetros de calidad del agua anteriormente citados son muy variados y numerosos, por esto es conveniente dividirlos en procesos de transporte, que son la advección y la difusión, y que afectan de forma similar a los valores de todos los parámetros de calidad, y los procesos de transformación, que afectan de forma diferente a cada constituyente.

Muchas de las descargas en ríos y estanques se realizan mediante tuberías abiertas en su extremo final.

4.6. EVALUACIÓN Y REUTILIZACIÓN DE LODOS

La evacuación final de los residuos sólidos, semisólidos (fangos) y contaminantes concentrados separados del agua residual mediante los diversos procesos de tratamiento, ha sido uno de los problemas más complicados y costosos dentro de la ingeniería de aguas residuales. Debido a la problemática de la contaminación del aire y de las aguas subterráneas se está prestando mucha atención a los métodos de eliminación del fango por incineración y por evacuación al terreno y/o vertederos. Cada vez es más difícil encontrar ubicación para nuevos vertederos capaces de satisfacer las necesidades ambientales económicas y sociales, por esto el tratamiento y evacuación de los fangos se ha convertido en el mayor problema para la ingeniería ambiental, las aguas residuales de la mayoría de las comunidades se vierten directamente a ríos y estanques mediante alcantarillado.

CAPÍTULO V: SITUACIÓN ACTUAL DE SANEAMIENTO EN LA CIUDAD DE TARIJA

5.1. INTRODUCCION

El servicio de saneamiento tiene como objetivo fundamental el mejoramiento de condiciones de salubridad de la población mediante la recolección de las aguas residuales producidas en las viviendas, liberando a los habitantes de ambientes riesgosos por la presencia de vectores que proliferan en las aguas estancadas que son vertidas sin control en el patio y calles. Además, las aguas residuales deben ser trasladadas en instalaciones especiales donde serían procesadas hasta lograr una adecuada depuración.

5.2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN TARIJA

Desde el punto de vista de la población, el interés mayor es tener la posibilidad de evacuar las aguas servidas a un colector que les lleve a la planta de tratamiento; en tal sentido, para lograr ese cometido se requiere la ampliación de las redes de alcantarillado.

En el último estudio se determinó que hay una cobertura del 79,7%. Desde el punto de vista técnico, y hasta financiero es bastante difícil llegar de un solo salto al 100%, es por esto que el plan maestro propone hacerlo en forma paulatina y en función de los plazos y fases de ejecución de obras divididas en corto, mediano y largo plazo.

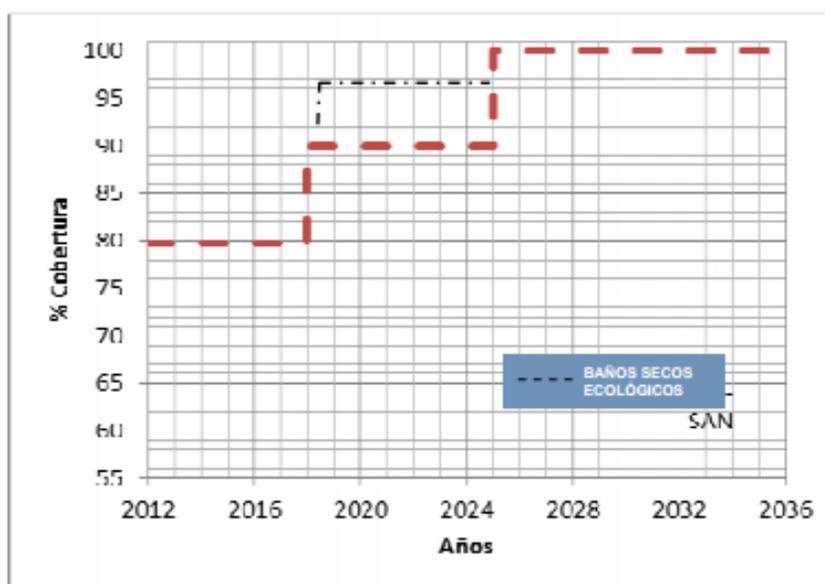
En la Tabla 5.1 se muestran las coberturas propuestas a alcanzar durante el periodo de diseño, tomando en cuenta el crecimiento de la mancha urbana y la densificación de la misma.

Tabla 5.1. Coberturas de saneamiento Tarija

Años	Cobertura alcantarillado sanitario	Cobertura Baños secos ecológicos	Cobertura total saneamiento
	%	%	%
2012	79,7	0,0	79,7
2016	79,7	5,0	84,7
2021	90,0	5,0	95,0
2026	100,0	0,0	100,0
2031	100,0	5,0	100,0
2036	100,0	0,0	100,0

Fuente: COSAALT

Figura 5.1. Coberturas de saneamiento Tarija



Fuente: COSAALT

5.3. BARRIOS QUE NO CUENTAN CON ALCANTARILLADO SANITARIO

De acuerdo a la ubicación geográfica que tiene cada uno de los barrios periurbanos de Tarija, existe un gran número de barrios que no tienen sistema de alcantarillado sanitario, los mismos que obedecen a varios factores técnicos como la topografía del terreno, la falta de colectores primarios y secundarios, la falta de capacidad de tratamiento y principalmente la falta de la construcción de la nueva planta de tratamiento de aguas residuales, para la cual ya se tiene definido el lugar para su construcción, que es en la zona de Laderas Norte.

Podemos mencionar los siguientes barrios:

- San Miguel.
- Valle Hermoso.
- Fray Quebracho.
- Nueva Jerusalén.
- 27 de Mayo.
- Santiago.
- Torrecillas.

- 14 de Enero.
- 12 de Abril.
- 4 de Marzo.
- Aranjuez.
- Tabladita III.

También se tiene una serie de asentamientos que se han venido dando en este último período como:

- Asentamiento Unidad y Fortaleza.
- Asentamiento Nueva Esperanza.
- Asentamiento Tarija Nueva.
- Asentamiento Chapacos II
- Asentamiento 1° de Abril.
- Asentamiento Eucaliptos.
- Asentamiento 26 de Agosto.
- Asentamiento 3 de Octubre.
- Asentamiento Alto 15 de Junio.
- Asentamientos Tarijeños en Progreso.
- Asentamiento Casa Vieja.
- Asentamiento Monte Cristo.

5.4. BARRIOS CUYAS AGUAS RESIDUALES LLEGAN A LAS LAGUNAS DE OXIDACIÓN DE SAN LUIS

Los barrios que depositan sus aguas residuales que van a las laguna de oxidación, podemos mencionar los siguientes

- | | | |
|------------------|-----------------|------------------|
| -El Molino. | -Las Panosas. | -San Roque |
| -La Pampa, | -V. Fátima. | -La Loma. |
| -4 de Julio. | -IV Centenario. | -D. del Chaco. |
| -Guadalquivir. | -Luis Pizarro. | -15 de Noviembre |
| -Juan Pablo II. | -57 Viviendas. | -Libertad. |
| -V. de Chaguaya. | -15 de Agosto. | -Aranjuez. |
| -Obrajes. | -Panamericano. | -Los Mecánicos. |
| -La Unión. | -Carlos Wagner. | -Paraíso. |

-Los Olivos.	-Los Álamos.	-Tomatitas
-Los Municipales.	-15 de Junio.	-Los Chaparos
-Oscar Zamora.	-20 de Enero.	-19 de Marzo.
-101 Familias.	-3 de Mayo.	-Las Pascuas.
-12 de Octubre.	-Eduardo Abaroa.	-San Marcos.
-San José.	-La Florida.	-Lourdes.
-24 de Junio.	-El Trigal.	-1° de Mayo.
-2 ⁹ de Mayo.	-Andaluz.	-San Bernardo.
-6 de Agosto.	-La Salamanca.	-P.A. Flores.
-El Constructor.	-Luis Espinal.	-Narciso Campero.
-7 de Septiembre.	-Bartolomé Attard.	-Moto Méndez.
-Rosedal.	-San Pedro.	-Fabril.
-Juan XXIII.	-Palmarcito.	-Aeropuerto.
-Morros Blancos.	-San Jorge 1.	-Lindo San Gerónimo
-San Gerónimo Centro.	-San Gerónimo Sud.	-La Terminal.
-Oscar Alfaro.	-Aviprot.	

5.5. SITUACIÓN ACTUAL DE LOS BARRIOS CUYAS AGUAS RESIDUALES NO SON TRATADAS

Los barrios que por diferentes aspectos técnicos que no depositan las aguas residuales a las lagunas de oxidación de San Luis, tienen un sistema de tratamiento preliminar a través de cámaras sépticas y en otros casos se tienen algunas descargas directas hacia el río Guadalquivir, situación que se eliminara una vez que se habiliten los colectores instalados en la margen derecha del río, contemplado dentro del Proyecto de Saneamiento del Río Guadalquivir y de manera definitiva cuando se construya la planta de tratamiento de aguas residuales en la zona Laderas Norte.

Los barrios que podemos mencionar los siguientes.

- El Carmen de Aranjuez.
- Aranjuez.

- Alto Senac.
- Tabladita I
- Senac.
- Miradores.
- San Salvador.
- Aeropuerto.
- 7 de Septiembre.
- Méndez Arcos. Catedral.
- Germán Busch.
- San Jorge II.
- Morros Blancos.
- Artezanal.
- San Antonio.
- San Martín Las Palmas.
- Andalucía.
- Petrolero.
- Simón Bolívar.
- Lindo San Gerónimo.
- Tabladita II.
- Luis de Fuentes.
- El Tejar.
- Torrecillas.
- Fabrill.
- Constructor.

Por otro lado se adjunta el detalle de las cámaras sépticas que se tienen en funcionamiento.

Tabla 5.2. Ubicación de las cámaras sépticas

N°	Ubicación de las cámaras	Volumen (m ³)
1	Barrio Tabladita-Urb. El Carmen	42
2	Barrio Catedral-Qda. Sagredo	42
3	Barrio Senac - Av. Los Ceibos	100
4	Barrio Luis de Fuentes-Viv. de Cossalt	42
5	Barrio Luis de Fuentes-Cancha de futbol	32

6	Barrio el Tejar-detrás policía	36
7	Barrio lindo San Gerónimo-Viv. Lab.	18
8	Barrio lindo San Gerónimo-Qda. San Pedro	18
9	Barrio 7 de Septiembre-Qda. El gringo	100
10	Barrio Petrolero-Cancha de Futbol	100
11	Barrio San Jorge II-Qda. Torrecillas	40
12	Barrio San Luis – Rio Guadalquivir	35

Fuente: COSAALT

Paralelamente a la red de alcantarillado, y con carácter prioritario está el tema de la reducción de la contaminación ambiental que se está generando por inadecuada e incompleta depuración de las aguas residuales que la actualidad está degradando al río Guadalquivir. Si bien, existen instalaciones para ello, no tienen la capacidad para depurar todo el caudal que se está generando, como tampoco lo tendrá con las proyecciones de incremento de la demanda.

De forma estimada se consideraba según datos del plan maestro que el caudal medio diario de agua residual al año 2012, fue de 364 l/s, del mismo que llegaron a las lagunas de San Luis un promedio de 250,5 l/s, representando un 68,7% del total generado. El resto va a cámaras sépticas (11) y descargas directas, el resumen de datos se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Destino de los efluentes en la ciudad de Tarija

Tratamiento	Caudal l/seg	Cámaras sépticas	Porcentaje
-------------	--------------	------------------	------------

Lagunas de oxidación	250,5 l/seg	-	68,7%
Cámaras Sépticas y descargas directas	113,5 l/seg	11	31,3%

Fuente: Elaboración Propia

5.6. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES EN TARIJA

En la Tabla 5.4 se observan los valores medios de concentración de contaminantes en aguas residuales municipales (fuente Metcalf & Eddy) que nos sirven de parámetro de comparación con otros tipos de aguas residuales.

Tabla 5.4. Valores típicos de aguas residuales municipales

Parámetros	Concentraciones (ml/l)		
	Fuerte	Media	Débil
Solidos suspendidos totales	350	220	100
Solidos sedimentables (ml/L)	20	10	5
Cloruros	100	50	30
Grasas y aceites	150	100	50
DQO(Demanda química de oxígeno)	1000	500	250
DBO(Demanda biológica de oxígeno)	400	220	110
Fosforo total	15	8	4
NT (Nitrógeno total)	85	40	20

Fuente: Metcalf & Eddy

Según conclusiones extraídas del plan maestro que muestra las características del agua residual que llega a San Luis, según resultados que los mismos obtuvieron de COSSALT se pueden observar valores altos de DBO5, el cual en determinadas horas supera los 1.200 mg/l; el promedio del año 2011 llegó a 396,1 mg/l, siendo éste valor representativo de aguas residuales municipales cargadas orgánicamente, en otros puntos de muestreo se encontraron valores menores.

Lo anterior, evidencia que en Tarija existen descargas de aguas residuales de origen industrial que elevan la carga orgánica. Sin embargo, la relación DQO/DBO (Índice de biodegradabilidad) promedio de las muestras analizadas el 2011 es 1.6, mostrando este valor que las aguas analizadas contienen materia orgánica moderadamente biodegradable; y por tanto, los procesos biológicos pueden ser adecuados para la depuración, pero se debe poner atención a la procedencia de los contaminantes de naturaleza no biodegradables que están llegando a la planta de tratamiento.

Tabla 5.5. Valores medios de las concentraciones del efluente-Tarija

Parámetros	Concentraciones(ml/l)
DBO(Demanda biológica de oxígeno)	400
SST(Solidos suspendidos totales)	450
NT(Nitrógeno total)	55
Amonio como N	45

Fuente: Plan maestro

5.7. LEGISLACIÓN PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La Ley de Medio Ambiente 1333 para el tratamiento de aguas residuales fue aprobada en 1992. En la Ley 1333 existe una clasificación de los cuerpos de aguas (Clase A, B, C y D) de acuerdo a su calidad, según el artículo 5 de dicha ley, se dice que los límites máximos de parámetros permitidos en cuerpos de agua son los indicados en el Cuadro N° A-2 del Anexo A de dicho Reglamento. (Ver en el Anexo de Depuración). En dicho Anexo se observa que los valores límites en el efluente son de 80 mg DBO5/l, 60 mg

SST/1 y 4 mg NH₄ +. Desde el punto de vista de tratamiento de aguas servidas, no es factible conseguir un efluente con 4 mg NH₄ +/l y un límite de 80 mg DBO₅/l. Para conseguir una eliminación del nitrógeno amoniacal, es necesario primero reducir la concentración de carbono en el afluente. Por tanto, se propondría una revisión de las concentraciones límites al cuerpo receptor. El Anexo de Depuración aparecen los Límites Máximo Permisibles (LMP) a los cuerpos receptores que son vigentes en este momento en Países colindantes a Bolivia. El Anexo A-2 de la Ley 1333 expresa claramente que los tratamientos que se propusieran para las futuras PTAR deberían eliminar gran parte del carbono y del nitrógeno amoniacal. Debido a ello los diseños deberían realizarse para favorecer el proceso biológico de nitrificación, lo que requiere de ciertas condiciones que, por sí mismas, provocarían la eliminación de la contaminación orgánica muy por debajo de los 80 mg/l de DBO₅ marcados por la normativa. Estas condiciones provocarían un coste elevado tanto desde el punto de vista de inversión como de operación.

CAPÍTULO VI: SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

6.1. APLICACIÓN DE LOS PROCESOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.1.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar de las aguas residuales se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.

Aunque no reflejan un proceso en sí, el tratamiento preliminar sirve para aumentar la efectividad de los tratamientos primarios, secundarios y terciarios. Las aguas residuales que fluyen desde los alcantarillados a las plantas de tratamiento de aguas residuales, son muy variables en su flujo y contienen gran cantidad de objetos, en muchos casos voluminosos y abrasivos, que por ningún motivo deben llegar a las diferentes unidades donde se realizan los tratamientos y deben ser removidos, para esto son utilizados los tamices, las rejas, los micro filtros, etc...

Tamizado.- Los tamices están contruidos con mallas dispuestas en una inclinación particular que deja atravesar el agua y obliga a deslizarse a la materia sólida retenida hasta caer fuera de la malla por sí sola, la gran ventaja de este equipo es que es barato, no tiene partes móviles y el mantenimiento es mínimo.

Rejas.- Se utilizan para separar objetos de tamaño más importante que el de simples partículas que son arrastrados por la corriente de agua. El objetivo es proteger los equipos mecánicos e instalaciones posteriores que podrían ser dañados u obstruidos con perjuicio de los procesos que tuviesen lugar. Se construyen con barras metálicas de 6 o más mm de espesor, dispuestas paralelamente y espaciadas de 10 a 100 mm, se

limpian mediante rastrillos que pueden ser manejados manualmente o accionados automáticamente

Micro filtración.- Los micro filtros trabajan a baja carga con muy poco desnivel, y están basados en una pantalla giratoria de acero o material plástico a través de la cual circula el agua. Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie interior del micro filtro que dispone de un sistema de lavado continuo para mantener las mallas limpias. Se han utilizado eficazmente para separar algas de aguas superficiales y como tratamiento terciario en la depuración de aguas residuales.

6.1.2. Tratamiento primario

En el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica, suele llevarse a cabo mediante sedimentación y tamizado. El efluente del tratamiento primario suele contener una cantidad considerable de materia orgánica. Cabe destacar que aunque en muchos lugares el tratamiento primario es el único que se le da al agua residual, este es únicamente un tratamiento previo al secundario.

Sedimentación primaria.- se realiza en tanques ya sean rectangulares o cilíndricos en donde se remueve de un 60 a 65% de los sólidos sedimentables y de 30 a 35% de los sólidos suspendidos en las aguas residuales. En la sedimentación primaria el proceso es de tipo floculento y los lodos producidos están conformados por partículas orgánicas.

Un tanque de sedimentación primaria tiene profundidades que oscilan entre 3 y 4m y tiempos de detención entre 2 y 3 horas. En estos tanques el agua residual es sometida a condiciones de reposo para facilitar la sedimentación de los sólidos sedimentables. El porcentaje de partículas sedimentadas puede aumentarse con tiempos de detención más altos, aunque se sacrifica eficiencia y economía en el proceso; las grasas y espumas que se forman sobre la superficie del sedimentador primario son removidas por medio de rastrillos que ejecutan un barrido superficial continuo.

6.1.3. Tratamiento secundario

El tratamiento secundario está principalmente encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección como parte del tratamiento. Se llama tratamiento secundario convencional a la combinación de diferentes procesos para la eliminación de estos constituyentes, e incluye el tratamiento biológico con lodos activados, reactores de lecho fijo, los sistemas de lagunaje y la sedimentación.

El objetivo de este tratamiento es remover la demanda biológica de oxígeno (DBO) soluble que escapa a un tratamiento primario, además de remover cantidades adicionales de sólidos sedimentables.

El tratamiento secundario intenta reproducir los fenómenos naturales de estabilización de la materia orgánica, que ocurre en el cuerpo receptor. La ventaja es que en ese proceso el fenómeno se realiza con más velocidad para facilitar la descomposición de los contaminantes orgánicos en períodos cortos de tiempo. Un tratamiento secundario remueve aproximadamente 85% de la DBO y los SS aunque no remueve cantidades significativas de nitrógeno, fósforo, metales pesados, demanda química de oxígeno (DQO) y bacterias patógenas.

Además de la materia orgánica se va a presentar gran cantidad de microorganismos como bacterias, hongos, protozoos, rotíferos, etc..., que entran en estrecho contacto con la materia orgánica la cual es utilizada como su alimento. Los microorganismos convierten la materia orgánica biológicamente degradable en CO₂, H₂O y nuevo material celular. Además de estos dos ingredientes básicos microorganismos, materia orgánica biodegradable, se necesita un buen contacto entre ellos, la presencia de un buen suministro de oxígeno, aparte de la temperatura, PH y un adecuado tiempo de contacto.

Para llevar a efecto el proceso anterior se usan varios mecanismos tales como: Lodos activados, biodisco, lagunaje, filtro biológico.

1.-LODOS ACTIVADOS, es un tratamiento de tipo biológico en el cual una mezcla de agua residual y lodos biológicos es agitada y aireada. Los lodos biológicos

producidos son separados y un porcentaje de ellos devueltos al tanque de aireación en la cantidad que sea necesaria. En este sistema las bacterias utilizan el oxígeno suministrado artificialmente para desdoblar los compuestos orgánicos que a su vez son utilizados para su crecimiento.

A medida que los microorganismos van creciendo se aglutinan formando los lodos activados; éstos más el agua residual fluyen a un tanque de sedimentación secundaria en donde sedimentan los lodos. Los efluentes del sedimentador pueden ser descargados a una corriente receptora; parte de los lodos son devueltos al tanque con el fin de mantener una alta población bacteriana para permitir una oxidación rápida de la materia orgánica.

2.-*BIODISCO*, es tan eficaz como los lodos activados, requiere un espacio mucho menor, es fácil de operar y tiene un consumo energético inferior. Está formado por una estructura plástica de diseño especial, dispuesto alrededor de un eje horizontal. Según la aplicación puede estar sumergido de un 40 a un 90% en el agua a tratar, sobre el material plástico se desarrolla una película de microorganismos, cuyo espesor se auto regula por el rozamiento con el agua, en la parte menos sumergida, el contacto periódico con el aire exterior es suficiente para aportar el oxígeno necesario para la actividad celular.

3.-*LAGUNAJE*, el tratamiento se puede realizar en grandes lagunas con largos tiempos de retención (1/3 días) que les hace prácticamente insensibles a las variaciones de carga, pero que requieren terrenos muy extensos. La agitación debe ser suficiente para mantener los lodos en suspensión excepto en la zona más inmediata a la salida del efluente.

4.-*FILTRO BIOLÓGICO*, está formado por un reactor, en el cual se ha situado un material de relleno sobre el cual crece una película de microorganismos aeróbicos con aspecto de limos, la altura del filtro puede alcanzar hasta 12m. El agua residual se descarga en la parte superior mediante un distribuidor rotativo cuando se trata de un tanque circular. A medida que el líquido desciende a través del relleno entra en contacto con la corriente de aire ascendente y los microorganismos.

6.1.4. Tratamiento terciario

Es el nivel de tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes los compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o de sólidos en suspensión. Además de los procesos de eliminación de nutrientes, otros procesos u operaciones unitarias habitualmente empleadas en los tratamientos avanzados son la coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activado.

Como medio de filtración se puede emplear arena, grava antracita o una combinación de ellas.

6.2. FACTORES A CONSIDERAR PARA LA ELECCIÓN DEL TRATAMIENTO ADECUADO

Para la elección de un tratamiento adecuado se deben considerar varios factores entre ellos y uno de los más importantes, la aceptación de la población para su construcción, operación y mantenimiento.

Se destaca, que los trabajos previamente deben concentrarse en obtener los parámetros que tienen influencia en una solución eficiente, siendo los más importantes, los que se describen a continuación:

6.2.1. Características climáticas de la zona donde se construirá el sistema: Las temperaturas cálidas favorecen las transformaciones biológicas, es decir, que en un clima cálido el TRH requerido será menor que en un clima templado o frío, sin embargo, se ha demostrado que variando el TRH, el sistema puede ser aplicado en cualquier clima.

Las temperaturas en la zona son templadas, típica de la zona de los valles.

6.2.2. Topografía de la zona: Es necesario conocer la topografía de la zona donde se emplazara el proyecto, debido a que las aguas deben fluir con preferencia por gravedad.

6.2.3. Ubicación de cursos de agua, pozos y demás: Es muy importante conocer la ubicación de los cursos de agua que están por la zona donde pueden ser posibles lugares para depositar las aguas tratadas por la planta de tratamiento diseñada.

6.2.4. Las características del afluente: Es una de los principales factores a tomar en cuenta al momento de dimensionar la planta de tratamiento, ya que la cantidad de materia orgánica presente en las aguas residuales determinará el Tiempo de Retención Hidráulico (TRH) que ésta debe permanecer dentro del sistema para lograr la calidad de tratamiento proyectada. Los efluentes urbanos son una mezcla de aguas residuales domésticas y de pequeñas industrias situadas en zonas urbanas. Proceden principalmente de las viviendas y de las instalaciones comerciales e incluyen aguas fecales (aguas negras) y aguas de lavabos, duchas, lavadoras, lavavajillas y cocinas fundamentalmente, por lo que su baja complejidad permite trabajar con TRH menores a los requeridos en rastros o agroindustrias como la azucarera o los beneficios de café.

6.2.5. El tamaño de las instalaciones de tratamiento: Es muy necesario conocer este dato para definir si se cuenta con el espacio adecuado para su emplazamiento.

6.2.6. Caudal a tratar: El caudal a tratar es la cantidad de agua que ingresará al sistema en un tiempo determinado; la cantidad de agua a tratar.

6.2.7. Emisión de olores: Uno de los mayores inconvenientes de un tratamiento de aguas residuales es la emisión de olores que genera grandes molestias para los pobladores que viven por el lugar.

6.2.8. Operación y mantenimiento: Es importante considerar que en un tratamiento de aguas residuales la operación y mantenimiento son factores que se deben tomar en cuenta debido a que inciden en gran manera en el costo del proyecto.

6.2.9. Costo: Este es uno de los factores de mayor importancia para la elección de un tratamiento de aguas residuales, el mismo en muchos casos determina si el proyecto se llevara o no a cabo.

Factores importantes que debe tener un sistema de tratamiento, los mismos se observan en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1. Criterios importantes para la selección de tratamientos de aguas residuales

<ol style="list-style-type: none"> 1. El método debe proveer una eficiencia de tratamiento en la remoción de varias categorías de contaminantes: Materia orgánica biodegradable (DBO), SS, amoníaco y compuestos orgánicos nitrogenados, fosfatos, patógenos. 2. La estabilidad del sistema respecto a interrupciones en la fuente de energía, picos de carga, interrupción en la alimentación y/o contaminantes tóxicos, debe ser alta. 3. La flexibilidad del proceso debe ser alta, con respecto a la escala a la cual es aplicada, posibilidades de ampliación y posibilidad de mejorar la eficiencia. 4. El sistema debe ser simple en su operación, mantenimiento y control ya que una buena operación no debe depender de la presencia de operadores e ingenieros experimentados. 5. El requerimiento de área debe ser bajo, en especial cuando no está disponible y/o el precio es alto. 6. El número de etapas de procesos (diferentes) requeridos debe ser lo más bajo posible. 7. El tiempo de vida del sistema debe ser largo. 8. La aplicación del sistema no debe sufrir ningún problema en la disposición del lodo. 9. La utilización del sistema no debe ser acompañada con mal olor y problemas de malestar en la gente. 10. El sistema debe ofrecer buenas posibilidades para recuperar subproductos útiles en irrigación y fertilización. 11. Es recomendable disponer de experiencia suficiente en el manejo del sistema.
--

Fuente: Lettinga y Hulshoff (1995a).

La Tabla 6.2. Presenta una comparación de los aspectos más importantes en el proceso de selección de tecnología para el tratamiento de aguas residuales.

Tabla 6.2. Factores claves para la selección de tecnología en tratamiento de aguas residuales en países desarrollados y en desarrollo

Factores	Países desarrollados		Países en desarrollo	
	Crítico	Importante	Importante	Crítico
Eficiencia	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Confiabilidad	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Disposición de lodos	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Requerimientos de área	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Impacto ambiental	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Costo de inversión	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Costos operacionales	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████
Facilidad de Operación	██████████	████████████████████	████████████████████	████████████████████

Fuente: Von Sperling (1995, citado por Peña 1998)

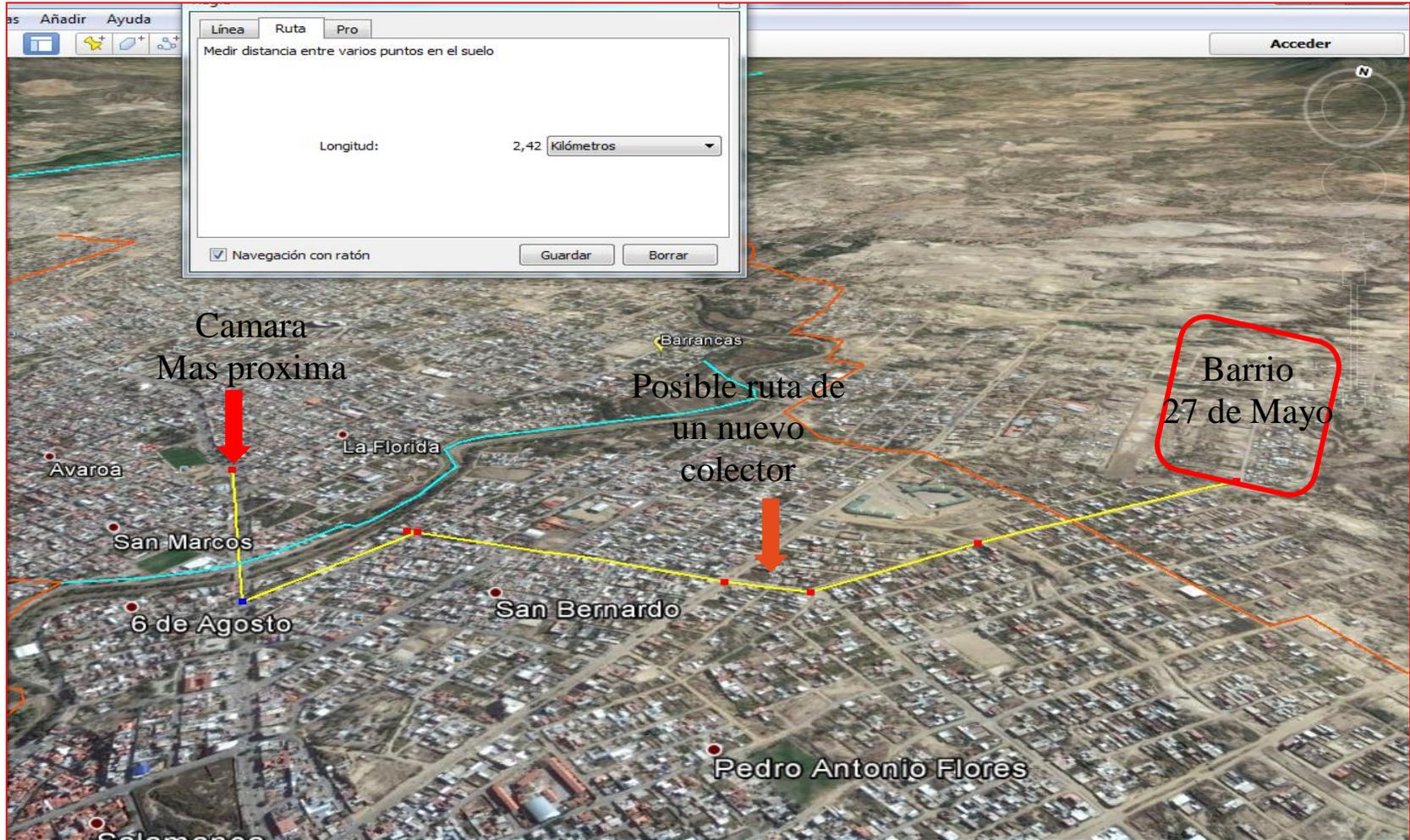
6.3. PLANTEAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN AL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Una vez concluido el diseño de la red de alcantarillado para el barrio 27 de Mayo, lo que se busca es una solución adecuada al tratamiento de las aguas residuales, debido a que no se puede verter un agua sin tratar al medio ambiente, tomando en cuenta en específico la situación del barrio 27 de Mayo que se encuentra alejado y aislado de la ciudad ,actualmente sin posibilidad de conectarse al sistema público, es así que analizando esta situación se estudiaron alternativas de tratamiento con diferentes enfoques, mostrando diferentes niveles de tratamiento que pueden ser adoptados en base fundamentalmente a la disposición de recursos económicos.

La primera alternativa que siempre se considera y en este caso se consideró, es la conexión de las aguas al sistema público, de acuerdo a investigaciones realizadas en la cooperativa de agua y alcantarillado COSAALT, el colector que pasa por la zona es el

de la calle Colon, está totalmente colmatado y además que por pendiente y falta de alineamiento de las calles este barrio no puede conectar sus aguas a dicho colector, además de la larga distancia a la que se encuentra la cámara más próxima sobre esta calle a 2.42 Km.

Figura 6.1. Distancia entre colector más próximo y el barrio 27 de Mayo



Fuente. Google Earth

Sin embargo ante esta situación se investigó más sobre el tema, insistiendo en la conexión del barrio 27 de Mayo a un colector cercano a la zona, y según fuentes de la unidad técnica de la gobernación UTEPTAR y la cooperativa de agua y alcantarillado de la ciudad de Tarija, COSAALT, se tiene actualmente ya una idea de la construcción de una nueva red de colectores que pasen por la zona, esta red se muestra en la figura 6.2.

Este es un proyecto que aun esta como una idea planteada, destinado a conducir las aguas a la nueva planta a construirse, esta red de colectores está en estudio, lo que se muestra en la figura es un trazo preliminar de lo que se quiere lograr, el diseño aun no empezó y mientras no se tenga una nueva planta de tratamiento construida, esta red de colectores no se iniciara tampoco, porque no tendrá donde depositar sus aguas, y como se sabe la planta de tratamiento es un proyecto que por su magnitud y costo está atravesando graves problemas para su ejecución, en especial el tema social y los altos costos de bombeo que contempla este proyecto, es así que esta es una alternativa de solución a largo plazo y lo que se busca en este proyecto es una solución inmediata al grave problema que atraviesan actualmente los pobladores del barrio 27 de Mayo de la ciudad de Tarija.

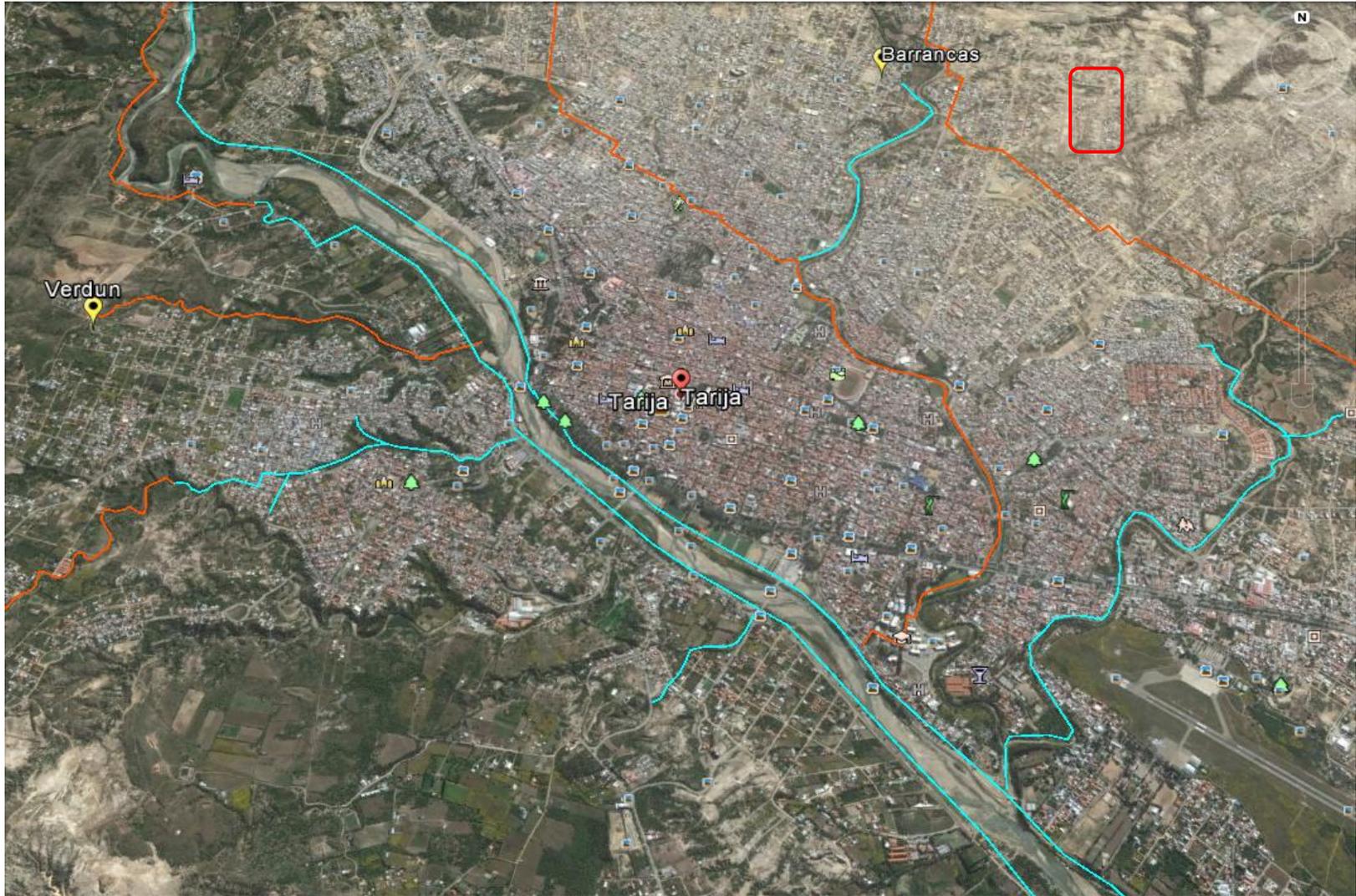
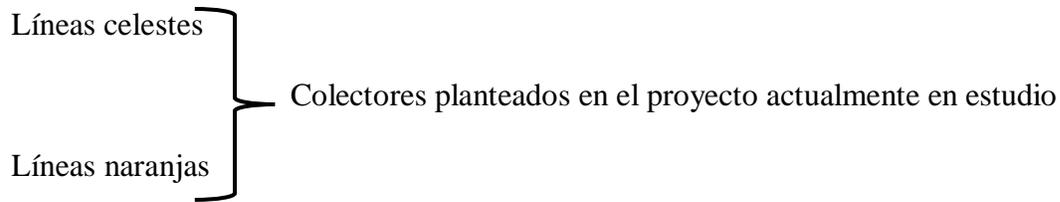


Figura 6.2. Sistema de colectores de agua residual para la ciudad de Tarija

Barrio

Fuente. UTEPTAR-Google heart



Ante esta situación se plantean otras alternativas a mediano y corto plazo para la solución al saneamiento del barrio 27 de Mayo.

Se consideraron para este estudio 3 alternativas con características totalmente distintas, divididas en dos grupos de acuerdo al tipo de tratamiento que realizan:

6.3.1. Grupo 1: ALTERNATIVAS QUE REALIZAN UN TRATAMIENTO PRELIMINAR Y PRIMARIO

- Construcción de pozos sépticos
- Construcción de baños ecológicos

6.3.2. Grupo 2: ALTERNATIVA QUE REALIZA UN TRATAMIENTO COPLETO

- Planta de tratamiento con reactor UASB, biofiltro y lecho de secado de lodos.

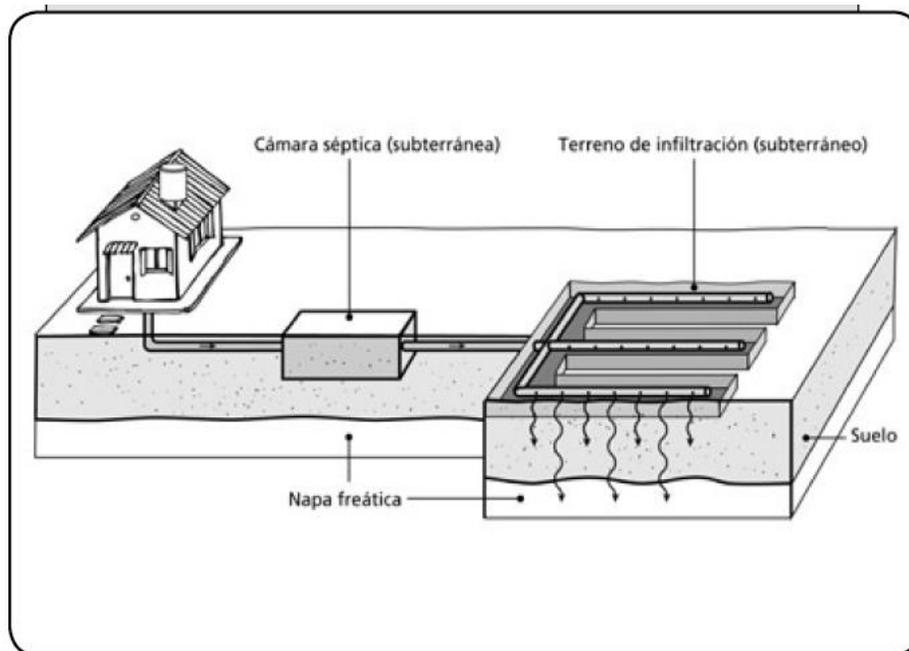
A continuación se describirá cada una de estas alternativas:

6.3.1.1. Pozos sépticos

En esta alternativa de tratamiento considerada, la depuración de las aguas residuales se realiza en tres etapas sucesivas (ver Figura 6.3): Primera etapa: Una cámara o fosa séptica, que retiene y digiere el material orgánico sólido más grueso. Segunda etapa: Un terreno de infiltración que distribuye los líquidos en un área grande del suelo.

Tercera etapa: El suelo, por debajo del terreno de infiltración, que filtra y completa la depuración del agua.

Figura 6.3. Tres etapas de depuración



Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales Domiciliarias.

- Primera etapa: Cámara séptica

La cámara séptica es un compartimento hermético que sirve para facilitar la descomposición y separación de la materia orgánica contenida en las aguas de alcantarilla, utilizando el trabajo de las bacterias existentes en las mismas aguas, funciona siempre llena, por rebalse: A medida que entra agua residual, una cantidad igual sale por el otro extremo.

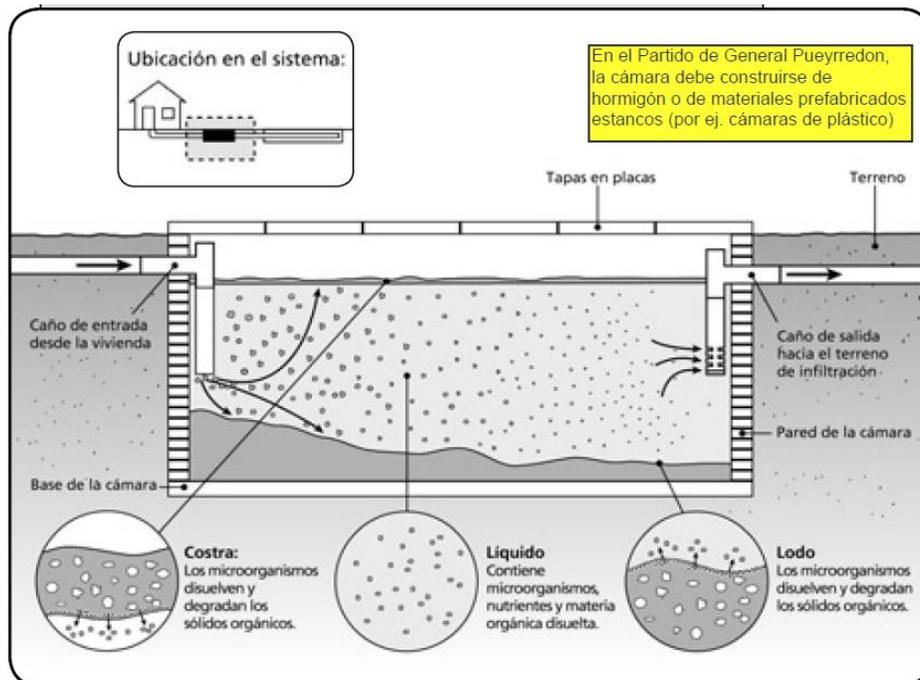
Determinadas bacterias anaerobias actúan sobre la materia orgánica de las aguas residuales descomponiéndola en sus componentes inorgánicos (materia inerte), y convirtiendo parte de los sólidos en materia soluble en el agua. Esta descomposición es importante, pues reduce la cantidad de materia orgánica, y en cerca del 40% la demanda biológica de oxígeno que se precisa para este menester, y así el agua puede devolverse a la naturaleza con menor perjuicio para ella.

La parte sólida restante debe ser retirada cada cierto tiempo (cada uno o dos años) y transportada a un lugar donde pueda ser tratada totalmente.

El agua residual que entra a la cámara lleva sólidos pesados, que se depositan en el fondo formando una capa de lodo, y sólidos livianos que flotan y generan una costra en la superficie del agua. Entre una y otra capa queda una fase líquida

En la cámara se retiene hasta el 80 % de los sólidos que arrastra el agua residual, los que serán digeridos por las bacterias que allí se desarrollan. Aunque el agua que sale de la cámara se vea clara, contiene microorganismos patógenos, nutrientes y otros contaminantes.

Figura 6.4. Vista en perfil de la cámara séptica



Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales Domiciliarias.

Los sistemas de pozos sépticos protegen el medio ambiente y la salud pública cuando se localizan, construyen y mantienen en forma apropiada.

Si ciertos materiales como sustancias químicas, petróleo, gas, pesticidas o pinturas entran a un sistema de pozos sépticos, pueden ser nocivos para el medio ambiente, estos líquidos tóxicos nunca deben eliminarse en el sistema de desagüe. En las zonas húmedas donde las aguas negras llegan a la superficie pueden proliferar moscas y mosquitos portadores de enfermedades.

Esta solución no es permanente, y puede resultar perjudicial en muchos casos con el paso de los años.

Los factores que afectan las características físicas de los residuos sépticos son: el clima, los hábitos del usuario, el tamaño del tanque séptico, el diseño, la frecuencia de bombeo, las características del suministro de agua y el material de las tuberías, así como el uso de dispositivos de conservación del agua, trituradores de basura, productos químicos caseros y compuestos reductores de la dureza del agua.

- Segunda etapa: El terreno de infiltración

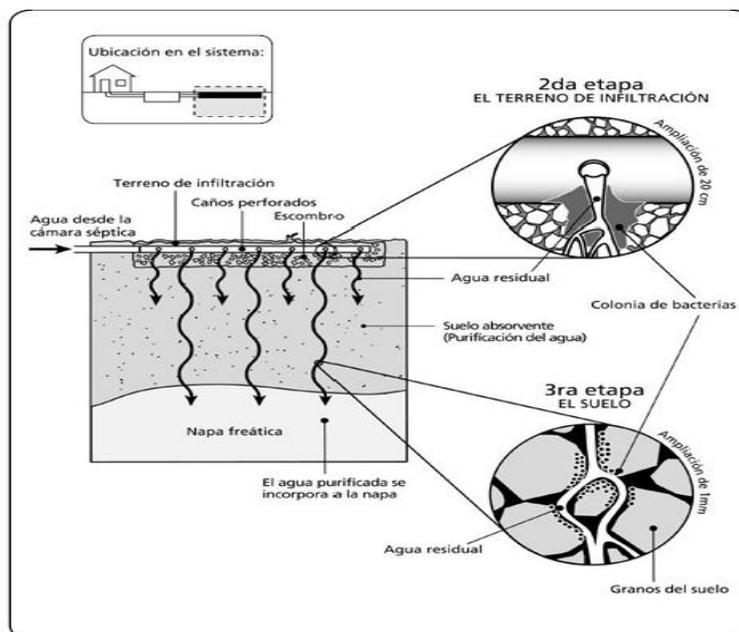
El agua residual que sale de la cámara séptica pasa y se distribuye por el terreno de infiltración. Este consiste en una red de caños perforados, colocados en zanjas rellenas con material poroso (que puede ser grava, escombros o piedra partida) y tapadas con tierra. El agua sale por las perforaciones de los caños y pasa a través del material de relleno donde colonias de microorganismos absorben y digieren los contaminantes. Finalmente llega al fondo de las zanjas y penetra en el suelo.

- Tercera etapa: El suelo

El suelo funciona como un filtro que retiene y elimina partículas muy finas. La flora bacteriana que crece sobre las partículas de tierra, absorbe y se alimenta de las sustancias disueltas en el agua. Después de atravesar 1,20 m de suelo, el tratamiento del agua residual se ha completado y se incorpora purificada al agua subterránea.

Figura 6.5.
infiltración

Terreno de



Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales
Domiciliarias.

6.3.1.1.1. Construcción de la cámara séptica:

La cámara séptica debe retener el agua residual por lo menos un día. Se construye con un volumen mínimo de 750 litros. Cuando en la casa son más de tres personas, se debe agregar un volumen de 250 litros por cada persona hasta 10 ocupantes.

Cuando son más, se calculan 200 litros por cada persona extra. En la Tabla 6.3 se muestran los volúmenes y medidas de cámaras de distintos tamaños.

Tabla 6.3. Tamaño de la cámara séptica

Nº de personas	Vol.(L)	Largo(m)	Prof.(m)	Ancho(m)
1 a 3	750	1,4	1,20	0,5
4	1000	1,6	1,20	0,5
5	1250	1,8	1,20	0,6
6	1500	1,9	1,20	0,6
7	1750	2,1	1,20	0,7
8	2000	2,2	1,20	0,7
9	2250	2,3	1,20	0,8
10	2500	2,5	1,20	0,8
11	2700	2,6	1,20	0,9
12	2900	2,6	1,20	0,9
13	3100	2,7	1,20	0,9
14	3300	2,8	1,20	0,9

15	3500	2,9	1,20	1
----	------	-----	------	---

Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales
Domiciliarias.

La relación ideal es tres veces más larga que ancha (relación largo: ancho = 3:1). La distancia entre los caños de entrada y salida debe ser de por lo menos 1,20 m para evitar que los líquidos salgan sin tratar.

La profundidad desde el caño de salida hasta el fondo de la cámara será de por lo menos 1,0 m, con profundidades menores corremos el riesgo de que se re suspenda el sedimento.

El caño de entrada debe estar 8 cm por encima del nivel del caño de salida para que los líquidos no vuelvan hacia la casa.

Por encima del nivel de salida debe haber entre 20 cm de espacio libre para la formación de la costra de grasa.

Los caños de entrada y de salida deben ser de PVC, en el interior de la cámara, ambos llevan una pieza en forma de T en posición vertical, también de PVC.

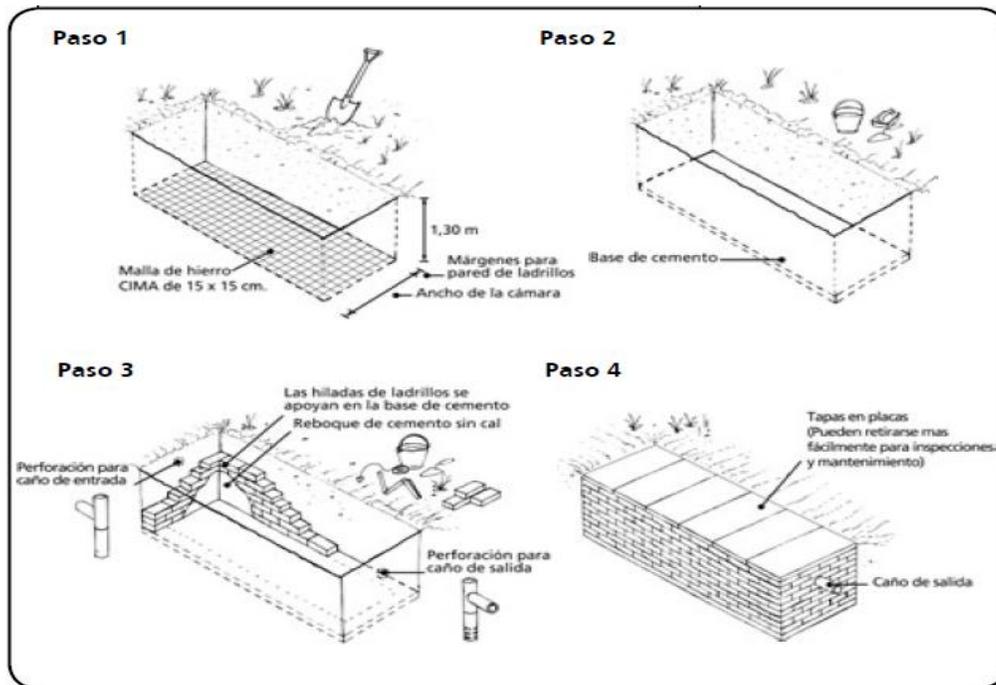
La T del caño de entrada previene que la costra que flota retroceda y tape el caño de desagüe de la casa. Debe sobresalir unos 15 cm por encima del líquido para que no se tape con la costra y debe estar abierta para que ventile. Hacia abajo debe penetrar 40 cm en el líquido. Para lograr estas medidas tendremos que agregar trozos de caño del largo adecuado.

La T del caño de salida es igual a la T del caño de entrada, normalmente lleva un filtro para que no salgan los sólidos. El filtro puede comprarse o bien fabricarse con un trozo de caño, haciéndole perforaciones de 3 mm o ranuras con un serrucho y con una tapa en el extremo inferior.

La tapa de la cámara está formada por placas de loza de 5 - 7 cm de espesor, es conveniente construirla en varias placas iguales para que sean más fáciles de colocar y poder hacerlas todas con el mismo molde. Para las tareas de inspección y limpieza, sólo será necesario mover las placas de los extremos.

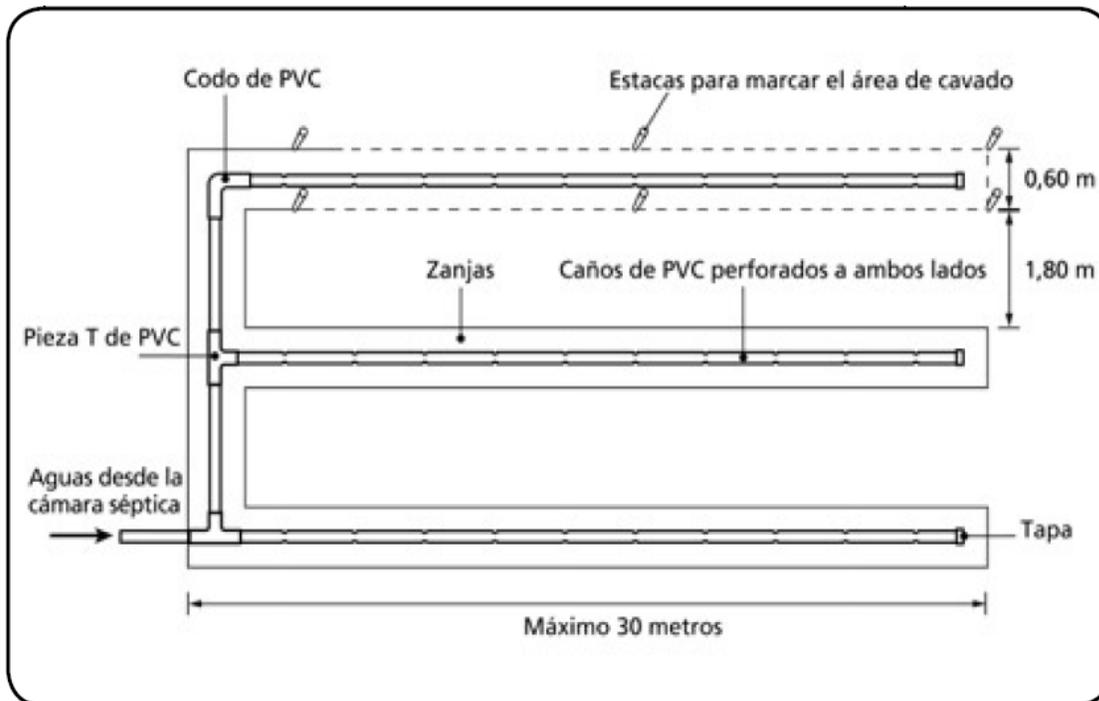
Es importante que, tanto la unión entre las placas de la tapa, como las conexiones de los caños de entrada y de salida, sean herméticas para prevenir la salida de líquidos y gases.

Figura 6.6. Construyendo la cámara séptica



Fuente .Construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales Domiciliarias.

Figura 6.7. Ubicación de las tuberías de infiltración



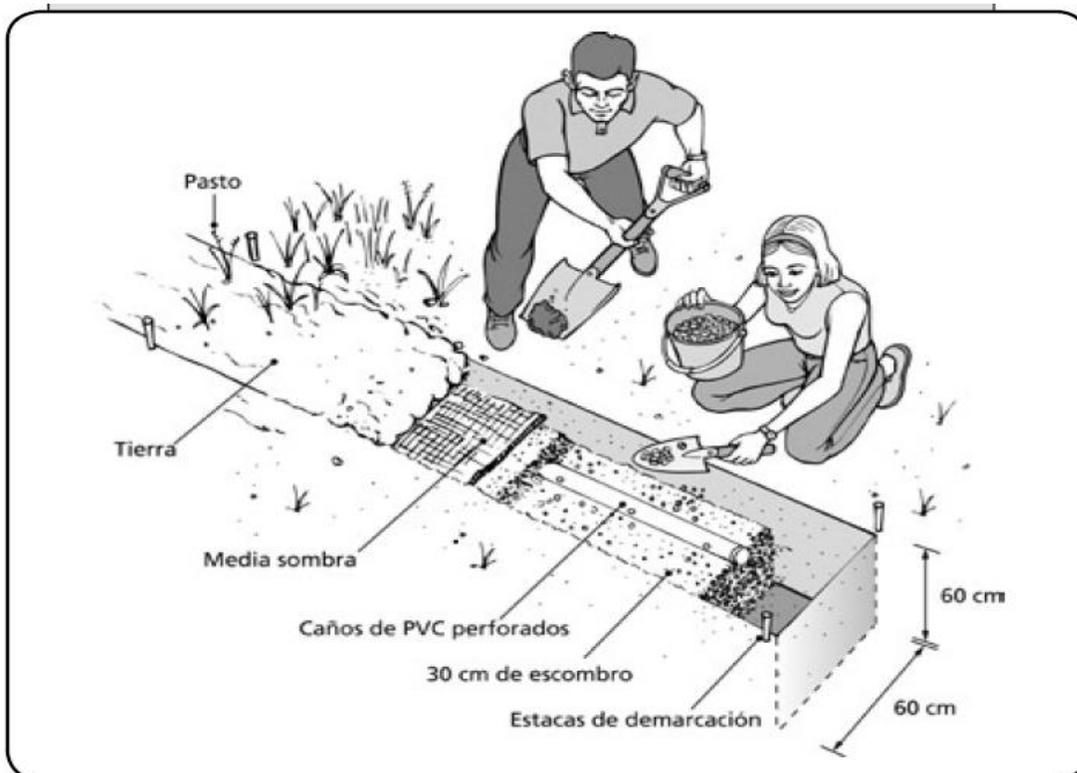
Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales Domiciliarias.

- 1.-Marcamos la ubicación de las zanjas sobre el terreno.
- 2.-Cavamos las zanjas, quitamos el resto de tierra suelta, nivelamos, rastrillamos el fondo y las paredes para permitir una mejor penetración del agua.
- 3.-Luego, en todas las zanjas, colocamos una capa de 30 cm de material de relleno. Puede ser grava, escombro (sin polvo y de tamaño regular) o piedra partida (de 0,6 a 6 cm). Conviene evitar el uso de materiales con cal o conchilla porque se disuelven con la acidez del agua residual.
- 4.-Perforamos los caños haciendo dos hileras laterales de agujeros de 12 - 15 mm de diámetro, cada 50 cm.
- 5.-Sobre el relleno armamos la red de distribución. Ubicamos los caños en el centro de las zanjas con las perforaciones orientadas lateralmente, los unimos con los codos y las piezas.
- 6.- Nivelamos los caños de forma tal que el agua salga por todos los agujeros en forma pareja. Conviene hacer una prueba antes de seguir adelante.
- 7.-Agregamos material de relleno hasta cubrir los caños.
- 8.-Sobre el material de relleno colocamos una capa de media sombra de 80 % de cerrado de trama, para evitar que el suelo se mezcle con el relleno.

9.-Por último, tapamos las zanjas con tierra sin apisonarla, dejando una pequeña lomada que se compactará sola en dos a cuatro semanas. Pasado ese tiempo nivelamos el terreno con un rastrillo.

10.-Terminado nuestro trabajo tenemos que favorecer el establecimiento de una cubierta de pasto o gramilla lo antes posible y poner especial cuidado en proteger el sistema del paso de vehículos.

Figura 6.8. Construcción del terreno de infiltración



Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales Domiciliarias

6.3.1.1.2. Mantenimiento

Mientras no se noten olores o salidas de agua, la cámara debe revisarse una vez por año. Levantamos la placa sobre el caño de entrada y si la superficie de la costra está cerca de la boca superior de la T, debemos vaciar la cámara. Es recomendable vaciarla cada 3-5 años. El costo de vaciado es de 300 dólares, el mantenimiento por año de los pozos sépticos es de aproximadamente 50 dólares dependiendo del monto que cobra el camión recolector.

6.3.1.1.3. Fallas en un pozo séptico

Algunas de las señales de que un sistema séptico está fallando son las siguientes:

- Las aguas comienzan a aparecer encima del suelo o pasto verde en el área del campo de drenaje.
- El agua drena de los excusados y fregaderos en forma muy lenta.
- Producción de malos olores de las aguas.

Estos son producidos entre otros por algunos materiales muy dañinos cuyo ingreso no debe ser permitido a los sistemas de pozos sépticos; grasa, manteca, papel de periódicos, toallas de papel, trapos, granos de café molidos, toallas higiénicas, pañales, plásticos y cigarrillos. Estas cosas no se descomponen dentro del pozo séptico y químicos como gasolina, aceite, pintura, pesticidas, quitapintura y anticongelante (anti freeze) pueden hacer daño al sistema y matar las bacterias beneficiosas que limpian las aguas.

Si está mal construido o no tiene el mantenimiento apropiado, puede ser motivo de constante molestia; no sólo por los malos olores que genera, sino también por su efecto adverso en el ambiente.

La limpieza del sistema es una tarea sumamente peligrosa debido a los gases que se generan, nunca se debe realizar solo ni tampoco sin consultar alguien que tenga experiencia en este tipo de trabajo.

Los residuos sépticos contienen numerosas formas de virus, bacterias y parásitos que causan diversas enfermedades, por esta razón los residuos sépticos requieren precauciones especiales de manejo y tratamiento.

La eficiencia de tratamiento de un tanque séptico, bien diseñado y operado, se expresa normalmente en función de la remoción de sólidos suspendidos (SS) y de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5). Los porcentajes de remoción de SS (50 % - 70%) y DBO5 (15% - 30%), que siendo bajos, muestran la necesidad de que los efluentes requieran de un tratamiento secundario antes de su reutilización o disposición final.

6.3.1.1.4. Ubicación del sistema: Recomendaciones generales

Para instalar el sistema de tratamiento en nuestro terreno es necesario que tengamos en cuenta algunas pautas:

- Escoger una zona alta, en la que no se formen charcos o se inunde cuando llueve.

- Mantener la mayor distancia posible desde el sistema de tratamiento a cuerpos de agua superficiales (como lagunas o arroyos), a perforaciones de extracción de agua, a los límites del terreno y a las edificaciones propias y de los vecinos

- Prever futuras construcciones o ampliaciones de la vivienda (como galpones, quinchos o garajes). Aunque la cámara séptica y el terreno de infiltración están situados bajo tierra, hay que tener en cuenta que no se pueden hacer construcciones ni transitar con vehículos sobre ellos.

- Ubicar la cámara séptica cerca de la casa, donde se puedan reunir todos los desagües de baños y cocina, para disminuir los costos de cañerías.

También debemos considerar que la cámara debe estar en un lugar accesible para el ingreso de un camión atmosférico, facilitando así su vaciado y limpieza periódica (cada tres a cinco años). Un dato a tener en cuenta es que, normalmente, los camiones atmosféricos pueden tener mangueras de hasta 20 metros.

- Dejar previsto, cuando se decida la ubicación del terreno de infiltración en el predio, un área de reserva para poder ampliarlo por si éste llegara a perder permeabilidad. Esta área de reserva también deberá respetar las distancias de seguridad recomendadas.

6.3.1.1.5. Desventajas:

- Se impermeabilizan con grasas y jabones y pierden su capacidad de trabajo.

- Se deben vaciar frecuentemente con el servicio de un camión atmosférico que resulta muy costoso.

- Las aguas negras pueden contener nitrógeno, fósforo, bacterias y virus. Un sistema de pozos sépticos con averías puede contaminar el agua subterránea y las fuentes de agua potable con aguas cloacales sin tratar, y causar enfermedad e infección a las personas y a los animales. Los olores fétidos que despiden los sistemas sépticos con averías pueden ser nauseabundos, las aguas cloacales sin tratar pueden contaminar los lagos, arroyos, represas y ríos.

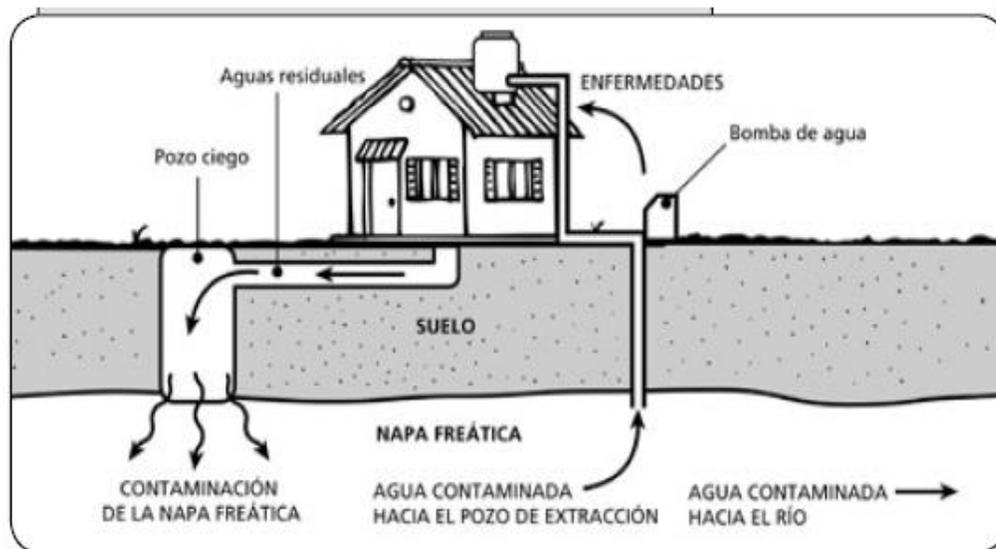
- En los lugares donde la napa freática (la primera capa o napa de agua subterránea) está cerca de la superficie del suelo, los pozos se llenan con el agua subterránea y también pierden su función de recepción y absorción de las aguas residuales domiciliarias. Cuando ocurre esto, el pozo rebalsa y la situación suele resolverse mediante una práctica llamada “Sangría”, que consiste en desviar los líquidos excedentes del pozo al terreno y/o a zanjás

de la vía pública. Esta “Solución” es muy poco recomendable porque produce olores desagradables y nos pone en contacto con las aguas sin tratar, que constituyen un alto riesgo para la salud.

-Otro problema que se produce cuando el fondo de los pozos absorbentes se pone en contacto con la napa freática es la contaminación de las aguas subterráneas. Esto tiene graves consecuencias para quienes utilizan la primera napa como fuente de agua de consumo diario, ya que muchas infecciones intestinales se transmiten por esta vía.

-Las aguas contaminadas no sólo afectan a los habitantes del lugar sino que, escurriendo tanto por los arroyos como por el subsuelo, vuelcan en la ribera de ríos, ampliando el área de contaminación y afectando esta importante fuente de agua dulce.

Figura 6.9. Ubicacion de cada una de las partes del sistema



Fuente: Manual de autoconstrucción de sistemas de tratamiento de aguas residuales
Domiciliaria

6.3.1.2. BAÑOS ECOLÓGICOS

Los baños ecológicos secos utilizan tazas o (inodoros), su funcionamiento es lo único que los diferencia porque éstos no requieren de agua, son diseñados especialmente para separar las heces de la orina en depósitos separados. Estos desechos se convierten en abonos orgánicos que pueden ser utilizados en jardines, para mejorar el suelo y aumentar los nutrientes; siempre y cuando éstos hayan pasado el tiempo mínimo requerido para formar un compost (tierra).

Los baños ecológicos se construyen mayormente en zonas donde no se tiene alcantarillado, donde es difícil acceder al servicio de agua o su costo es elevado, los baños pueden ser contruidos en el patio o dentro la casa.

Las cámaras son construidas de ladrillo y/o adobe, posteriormente estas paredes deben ser revestidas por ambos lados para garantizar la hermeticidad de las mismas. El volumen útil de las cámaras permite períodos de llenado de aproximadamente 1 año para una familia promedio de 5 personas.

Las excretas, papel higiénico y el material secante caen directamente a la cámara que se encuentran debajo de la taza, mientras la otra cámara, de características similares, permanece “vacía”.

6.3.1.2.1. Partes principales de un baño ecológico

El baño ecológico consiste en un receptáculo dividido en dos cámaras, y tiene las siguientes partes: Una base que sujeta la estructura, donde se almacenan las heces, esta se ubica en un piso sólido de concreto o ladrillo. La base se debe construir por lo menos a 10 cm sobre la tierra (suelo) para prevenir de posibles inundaciones. Las cámaras están cubiertas con una losa (base) de concreto, la cual tiene dos agujeros y un drenaje (canal) por donde sale la orina. Atrás de las cámaras existen puertas para remover el abono maduro. Estas puertas son selladas hasta que se evacua una de las cámaras.

Una estructura que en su interior contiene la taza, se pueden construir la estructura de adobe o ladrillo, primeramente se debe realizar la instalación de la tubería que conduce la orina desde la taza (inodoro) y posteriormente se debe situar la taza (inodoro) al piso (base).

Una tubería de ventilación, la misma que conducirá los malos olores fuera del baño, se debe usar un codo de 45° al ingreso de la base para permitir que el olor pueda salir con mayor facilidad, en la parte superior se aconseja colocar una red (malla milimétrica) para evitar el ingreso de insectos y un accesorio “T” para evitar el ingreso de agua de lluvia.

La taza tiene el mismo aspecto exterior que cualquier taza de “baño”, pero a diferencia de éstas están equipadas con una separación que divide el sector delantero del trasero.

El sector trasero permite el paso directo, por gravedad, de las excretas a la cámara debajo de la taza (inodoro), es por eso que la taza no posee sifón, mientras que en el sector

delantero es recogida la orina, que luego es transportada al exterior por vía manguera o tubería plástica.

El pipi ducto; es la tubería por la cual se conduce la orina, desde la taza como desde el urinario, ambos conductos se unen en el trayecto llegando a la fosa de infiltración. El pipi ducto debe seguir algunas recomendaciones al instalar, el diámetro mínimo debe ser 3/4" o 25 mm.

La fosa de infiltración; es una simple excavación de por lo general 1 x 1 x 1 m, llenada con piedras grandes y tapada con alguna madera o plástico de desecho y después tierra, en ella se infiltran las aguas grises al suelo, lo que en general no constituye riesgo sanitario debido a que la orina no transporta gérmenes patógenos, ni conlleva riesgos mayores de colmatación (como en las fosas de infiltración de fosas sépticas), en razón a que las aguas grises están prácticamente libres de sólidos.

La entrega al suelo o a la napa acuífera de nitrato y fosfato proveniente de las aguas grises es en cantidades insignificantes desde los puntos de vista ambiental y sanitario, y en todo caso menos relevante que la carga ambiental que producen sistemas con transporte de heces por agua, como el alcantarillado y las fosas sépticas.

Su daño como se mencionó anteriormente es menor que el de las fosas sépticas pero aún así no deja de ser un daño perjudicial para el medio ambiente al verter aguas sin tratar al suelo.

El baño está compuesto básicamente por dos cámaras para el almacenamiento rotativo de las heces, un inodoro con desvío de orina, un contenedor portátil de orina o pozo de infiltración y un urinario. Como parte de la instalación sanitaria se tiene una tubería de ventilación y otra de evacuación de la orina. En un baño completo se puede incorporar un lavamanos y una ducha, dependiendo del diseño arquitectónico y la disponibilidad de instalaciones de agua potable.

Su aplicación requiere de la capacitación, conocimiento e involucramiento de los usuarios, desde la preparación del proyecto hasta la etapa de post construcción u operación, a través de prácticas en sitio y adaptación al cambio de hábitos que exige su uso. Para su selección final se deberá considerar todos los componentes del sistema, desde el tipo de inodoro, la disponibilidad de implementaciones o infraestructuras de tratamiento de heces y lodos fecales, el vaciado y limpieza de las cámaras, la recolección de las heces tratadas, su post tratamiento (a nivel municipal o familiar), y/o su disposición final.

los Baños secos, la disposición y empleo de las heces y orina se encuentra aún en etapa de investigación, motivo por el que a tiempo de optar en la utilización como abono, se recomienda emplearlo más que todo en jardinería y plantas ornamentales.

6.3.1.2.2. Funcionamiento del baño ecológico:

El uso del baño ecológico requiere el empleo de material secante después de cada deposición; la cal, ceniza, aserrín, tierra cernida y otros materiales similares son empleados para este fin. Las heces almacenadas en las cámaras, en ausencia de humedad (sin orina), se deshidratan más fácilmente, con la adición del material secante, alcanzando un contenido de humedad menor al 25%, transformándose, en el lapso de 1 a 2 años, en un material estabilizado, de color blanco beis, conformado por material grueso, escamoso o en polvo, dependiendo del secante empleado y/o del material de limpieza anal. El material secante permite, además de la reducción del contenido de humedad, la adsorción y aireación, creando las condiciones para una descomposición aerobia y facilitando la labor de los microorganismos responsables de la estabilización de las heces.

La inactivación de los patógenos en las heces se logra por el aumento de temperatura en la cámara (mejor en verano que en invierno), disminuyendo el contenido de humedad, mejorando la exposición al sol y elevando el pH (preferible mayor a 9).

6.3.1.2.3. Tiempo de almacenamiento:

Es recomendable que el tiempo de almacenamiento de las heces sea superior a 12 meses (1.5 – 2 años, OPS/OMS), a objeto de lograr un mejor grado de remoción de patógenos. Durante el tiempo de operación del baño ecológico, se debe mantener la separación líquido/sólido de las excretas, pues la mezcla de heces y orina, estimula la proliferación de olores y la permanencia de organismos patógenos.

6.3.1.2.4. Criterios de diseño:

El diseño de los sistemas de baños ecológicos debe basarse en el análisis de riesgo tomando en cuenta los objetivos de salud definidos por las políticas públicas. La implementación de estos sistemas no solo debe estar dirigida a la provisión de instalaciones in situ apropiadas sino también, y fundamentalmente, al manejo y gestión de las excretas y lodos fecales incluyendo la recolección, transporte, tratamiento y su uso como fertilizante o acondicionador de suelo. Los objetivos de salud están relacionados a la reducción de

riesgos asociados principalmente a la presencia de organismos patógenos presentes en las excretas.

La Tabla 6.4, presenta un resumen de las recomendaciones de la OPS/OMS para el tratamiento de heces deshidratadas y lodos fecales para su uso a nivel familiar y municipal.

Tabla 6.4. Recomendaciones para el almacenamiento de heces deshidratadas y lodos fecales antes de su uso a nivel familiar o municipal.

Tratamiento	Criterios de diseño	Comentarios
Almacenamiento en temperatura ambiente 2-200°C.	1.5-2.0 años	Se eliminarán bacterias patógenas, virus y protozoarios a niveles bajos de riesgo. Algunos huevos de organismos patógenos pueden persistir en menor número.
Almacenamiento en temp. Ambiente >20-350°C.	>1.0 años	Reducción sustancial e inactivación de virus, bacterias y protozoarios así como huevos de organismos patógenos (nematodos, esquistosomiasis). Sobrevivencia de algunos huevos de Áscaris.

Tratamiento alcalino(cal)	PH >9 >6meses	Si la temperatura es >350°C y el contenido de humedad <25%, un bajo PH y/o presencia de material húmedo, prolongara el tiempo de inactivación.
---------------------------	----------------------	--

Fuente OPS/OMS. Excreta and Greywater use in Agriculture

6.3.1.2.5. Cálculo del tiempo de llenado:

Normalmente cada cámara tiene forma rectangular con un volumen de 600 a 700 litros y una altura de 0,6 a 0,7 m. El tiempo de llenado se completa cuando los sólidos ocupan el 90% de la altura.

Considerando una cámara de 0.70 m³, (1,0 x 1,0 x 0,70 m), el cálculo del tiempo de llenado se puede establecer conceptuando un volumen neto de 300 L, con una altura útil de 0,63 m, (1,0 x 1,0 x 0,13 + (1/3) x 1,0 x 1,0 x 0,50) que representa una forma cubica y piramidal aproximada, tal como se presenta cuando no existe el reacomodo de los biosólidos.

$$T = \frac{V_c}{V_p \times N}$$

Donde:

T = Tiempo de almacenamiento/llenado (meses)

V_c = Volumen neto de 300 L para una cámara de 0.70 m³

V_p = Volumen de producción de heces incluyendo el material secante (L/hab. mes)

N = Número de miembros de la familia (hab.)

El volumen de producción de excretas se presenta en al Tabla 6.5.

Tabla 6.5. Producción de heces y orina

Descripción	Unidad	Cantidad
Producción de heces	L/hab.mes	5,13*
Producción de orina	L/hab.mes	33-42

*Promedio, corresponde a una producción de 171 g/d que incluye secante, para un tiempo de deshidratación mayor a 1 año (Sumaj Huasi).

Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

En la tabla 6.6, se muestra los tiempos de llenado, según el número de personas y sin considerar el esparcido o reacomodo de los biosólidos.

Tabla 6.6. Tiempo de almacenamiento/llenado en la cámara del Baño Ecológico

Número de habitantes	3	4	5	6
Tiempo(mes)	19,50	14,60	11,70	9,70

Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

Para una familia de 5 personas se obtiene un volumen de 1.2 x 1.20 x 0.70 m, con un tiempo de llenado de 16.65 meses.

Tabla 6.7. Características físicas del baño ecológico de doble cámara.

Tiempo de almacenamiento(días)	Contenido de humedad (%)	Temperatura(°C)
365 a 720	35 a 20	Variable según la zona

Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

6.3.1.2.6. Producción de orina:

La producción de orina varía de 400 a 500 litros persona año (33 a 42 L/hab. mes), la misma que puede ser almacenada en bidones para su recolección, almacenamiento posterior y reutilización. El tiempo de llenado de un bidón de 20 L, para una familia de 5 personas, es aproximadamente de 4 a 6 días. La orina también puede disponerse a través de la infiltración en el suelo. Uno de los potenciales beneficios de la orina es su alto contenido de nitrógeno que la hace factible para su re uso en la agricultura. Un periodo de almacenamiento de 2-3 meses es suficiente para su aplicación en cultivos.

6.3.1.2.7. Aspectos Constructivos:

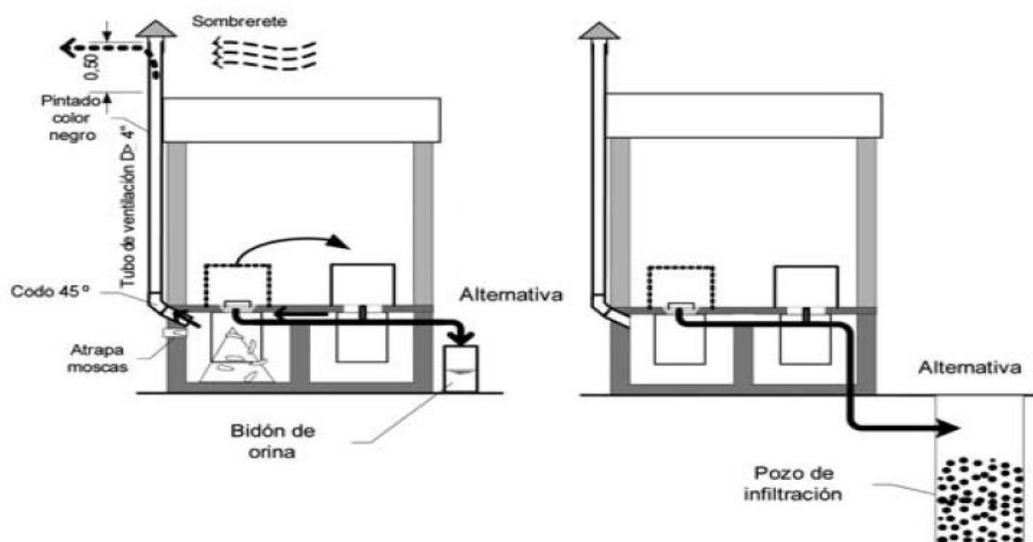
Las paredes de las cámaras pueden ser construidas de adobe, piedra, ladrillo, revocadas interiormente y exteriormente; la solera o piso deberá ser rígida e impermeable para evitar

la humedad e infiltración de aguas. En zonas inundables, el piso de la cámara puede ser elevado a un nivel conveniente y protegido de las aguas, a mayor cota que el nivel de aguas máximas.

La arquitectura interior y exterior obedece a la comodidad del usuario y seguridad de la infraestructura, el baño incluye el inodoro, urinario, lavamanos y contenedor de cenizas. El ancho de la puerta de ingreso es mayor a 0,75 m, con giro preferente hacia adentro (para contrarrestar los efectos del viento). El baño puede completarse con una ducha independientemente de la disposición básica del baño. Dependiendo del proyecto arquitectónico, el baño ecológico puede ser parte del diseño interior de la vivienda, y completarse con una ducha, lavamanos, tina de baño, etc.

La tubería de ventilación incluye un sombrerete en su extremidad superior, la cual se ubica externamente y pintada de negro. La ventilación puede ser de PVC o calamina plana, empotrada directamente en forma vertical sobre la losa de la cámara. El diámetro varía entre un rango de DN 100 (4") – DN 150 (6"), sobresaliendo el techo en 0,50 m. La tubería de ventilación termina en un sombrerete hecho de calamina galvanizada o de PVC, que incluye una malla milimétrica retentora de insectos. En caso de existir construcciones aledañas se debe considerar la altura necesaria que facilite el paso del viento a través del sombrerete.

Figura. 6.10. Opciones del desvío de orina



Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

La ventilación tiene el objetivo de acelerar la deshidratación de las heces fecales y permitir el flujo del aire y la aireación, creando un gradiente de temperatura (entre el ambiente interior y exterior). La tubería de ventilación también tiene la función de capturar insectos (moscas) que pudieran ingresar a la cámara, siendo retenidos en la malla del sombrerete.

Las gradas de acceso al baño deben tener contrahuellas de 0,16 – 0,18 m y huellas 0,30 m, garantizando el desplazamiento y comodidad de niños y ancianos. Dependiendo de la disponibilidad de espacio, se pueden dar otras soluciones arquitectónicas compatibles con el entorno y la comodidad de los usuarios.

Las tapas de las cámaras, para el retiro de los biosólidos, pueden ser hechos de chapa de metal u otro material liviano, con dimensiones de 0,40 x 0,50 m (de modo que se permita el paso de una pala).

El inodoro ecológico, puede ser fabricado de fibra de vidrio, porcelana, cemento y/o madera, que incluya un separador de orina. La distancia entre el perímetro inferior del baño ecológico y la pared interior de la cámara deberá la mayor posible (lo más abierta) a fin de que las heces no tengan la posibilidad de adherirse a estas. Existen dos modelos de inodoros, el inodoro tipo convencional, para sentarse, y el inodoro tipo taza turca para acucillarse. El orificio del pipi ducto deberá permitir el desalojo del líquido en 5 segundos como máximo a fin de evitar el taponamiento por los sólidos en solución de la orina y/o el polvo exterior acumulado. La tubería de drenaje puede ser de PVC, con un diámetro mayor o igual a DN 40 (1 ½”) con una pendiente $\geq 2\%$.

En la Tabla 6.8, se muestran los costos referenciales en bolivianos de baños ecológicos construidos en Bolivia. Los costos dependen del acabado interior y exterior del Baño.

Incluyen la adquisición de un inodoro ecológico, hecho de porcelana, la adquisición e instalación de una puerta y otros materiales pétreos. Es aporte del usuario las tareas de excavación así como la mano de obra no calificada.

Tabla 6.8. Costos directos referenciales (Bs)

Caseta de adobe cubierta de paja/otros similares	Caseta de adobe cubierta calamina buen acabado	Caseta de ladrillo cubierta calamina buen acabado
2700	3 300	3 200

--	--	--

Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

6.3.1.2.8. Operación y mantenimiento

Como parte del proceso de selección de tecnología, se requiere que todos los usuarios conozcan y comprendan el funcionamiento, uso y mantenimiento del baño ecológico. Las tareas cotidianas que deben ser llevadas a cabo son las siguientes:

- Antes de la operación inicial y su uso, disponer de unos 5 cm de material secante como cama o lecho soporte de la cámara.
- Verter una taza de material secante después de cada uso/deposición en una proporción equivalente al volumen de heces.
- Mantener lleno el recipiente del material secante, para lo cual se debe preparar y almacenar con anticipación el material seleccionado (virutilla, aserrín, cal, tierra cernida, etc.).
- Hacer correr regularmente un chorro de agua por el pipi ducto/urinario para su limpieza.
- Realizar la limpieza diaria del interior del inodoro con cepillo seco y trapo húmedo. El papel higiénico u otro material de limpieza, se pueden disponer en la cámara o depositar en un recipiente (papelero).
- Una vez llenada una cámara se cubre esta con material secante, para luego proceder al traslado del inodoro ecológico, a la segunda cámara en forma alternada. El material retirado puede ser enterrado, empleado como acondicionador de suelos pobres y/o usado como abono orgánico previo tratamiento (ver tecnología de tratamiento de lodos fecales). El manejo requiere la precaución mínima sanitaria, como se explica en la tecnología de Enterramiento. La orina se recolecta en bidones o recipientes herméticos para su almacenamiento y re uso como fertilizante (previo proceso de almacenamiento de 2 – 3 meses). En caso de no ser posible su re uso, se puede disponer directamente en el suelo a través de un pozo de infiltración.

6.3.1.2.9. Ventajas y desventajas:

Tabla6.9. Ventajas y desventajas

Ventajas	Desventajas
Costos reducidos. Requiere de un área pequeña para su	Requiere de la aceptación del usuario. Requiere capacitación familiar, antes durante

<p>construcción.</p> <p>No precisa de agua para su funcionamiento.</p> <p>La doble cámara permite un uso indefinido, en forma alterna.</p> <p>Construcción, operación y mantenimiento con mano de obra locales.</p> <p>No existen olores si se usa correctamente.</p> <p>Puede ser integrada a una vivienda existente.</p> <p>Reduce considerablemente los agentes patógenos.</p> <p>Su implementación es adecuada en zonas inundables o zonas de laderas.</p> <p>Evita la contaminación del medio ambiente.</p> <p>Se asegura mayor inocuidad de las heces en las letrinas ecológicas con panel solar.</p>	<p>y después de la finalización de la etapa de construcción.</p> <p>Requiere del uso correcto del baño y cambio de hábitos, (disciplina).</p> <p>Requiere establecer el mecanismo institucional del manejo y disposición final de las heces tratadas así como del sistema de recolección y/o disposición de la orina.</p> <p>Requiere de la disponibilidad y manejo constante del material secante (preferentemente cal o ceniza).</p> <p>Por el tiempo largo de alternancia, cambio de las cámaras para el retiro de las heces deshidratadas, el usuario puede olvidar su manejo adecuado.</p> <p>La manipulación no protegida puede ser un riesgo sanitario.</p>
---	--

Fuente: Guía Técnica de diseño y ejecución de proyectos de agua y saneamiento con tecnologías alternativas

Tabla 6.10. Costos de operación y mantenimiento

Descripción item	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Aserrín	Bolsa	1	3	3
Papel para forraje	Pieza	2	1	2
Pago por servicio de recojo. Microempresa	Bs/mes	1	15*	15
			Costo total Bs/mes = 20	

Fuente: Sumaj Huasi, baño ecológico *El costo es solo referencial puede cambiar según la administración

Grupo 2: ALTERNATIVA QUE REALIZAN UN TRATAMIENTO COMPLETO

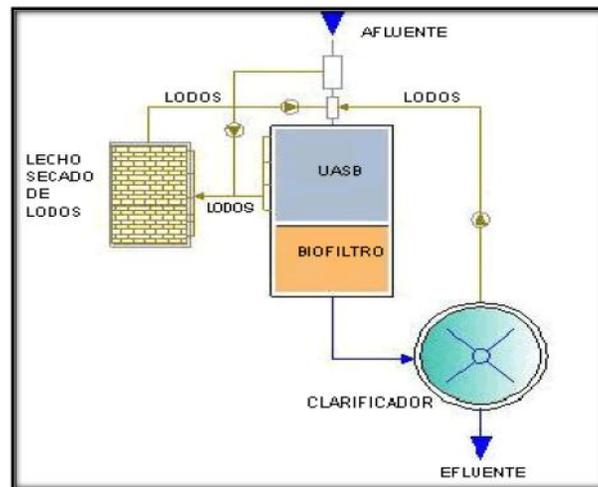
En este grupo se estudió una alternativa de tratamiento, la construcción de una planta de tratamiento con reactor UASB, biofiltro y lecho de secado de lodos.

6.3.2.1. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.3.2.1.1. Descripción:

Lo que se plantea en esta alternativa es una planta de tratamiento compacta, modular, que realiza un tratamiento anaerobio, donde el principal componente es el reactor de flujo ascendente UASB que acompañado de otros componentes; un biofiltro que realiza el tratamiento secundario y un lecho de secado de lodos que estabiliza el lodo resultante del sistema, funcionan en muy buenas condiciones logrando un tratamiento efectivo.

Figura 6.11.
tratamiento



Planta de

Fuente: van Haandel y Lettinga (1994)

Figura 6.12. Características fundamentales de un tratamiento anaerobio

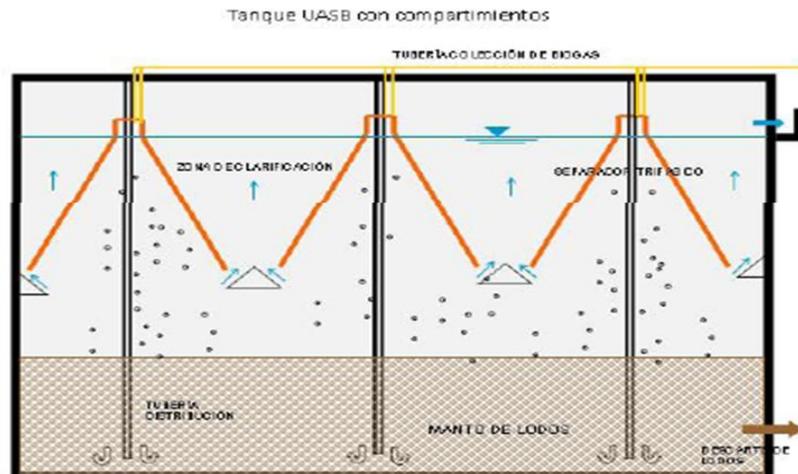
- SIN MALOS OLORES (CON QUEMA DE BIOGÁS)**
- SIN LAGUNAS**
- ÁREA REDUCIDA CON RELACION A LAGUNAS**
- EFLUENTE DE ACUERDO A NORMAS DE RIEGO**
- NO NECESITA ENERGÍA ELECTRICA**
- PRODUCCION DE LODOS PARA COMPOST**

Fuente: van Haandel y Lettinga (1994)

- **Reactor UASB.**- (Upflow Anaerobic Sludge Blanket). Es un reactor donde el agua residual fluye de abajo hacia arriba, y por acción de diferentes tipos de bacterias anaerobias, se descompone produciendo Biogás y Bioabono (Lodos), además de agua residual tratada, sin la incorporación mecánica de oxígeno.

**Figura
Reactor**

**6.13.
UAB**



Fuente. Selección de alternativas de tratamiento de agua residual

- **Biofiltro.**-Es un reactor donde el agua residual fluye al aire libre de arriba hacia abajo, mediante el rociado atravesando un medio poroso, para que las bacterias aerobias descompongan la materia orgánica. Es un proceso posterior al UASB, cuando la carga orgánica (DBO, DQO) ya ha bajado considerablemente.

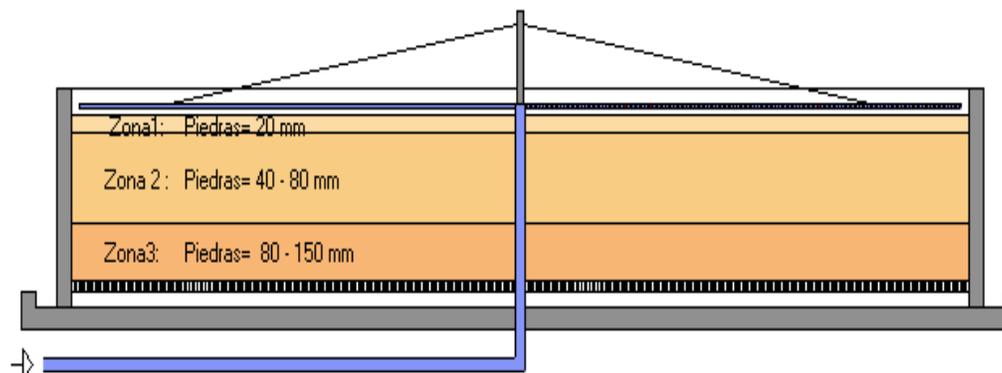
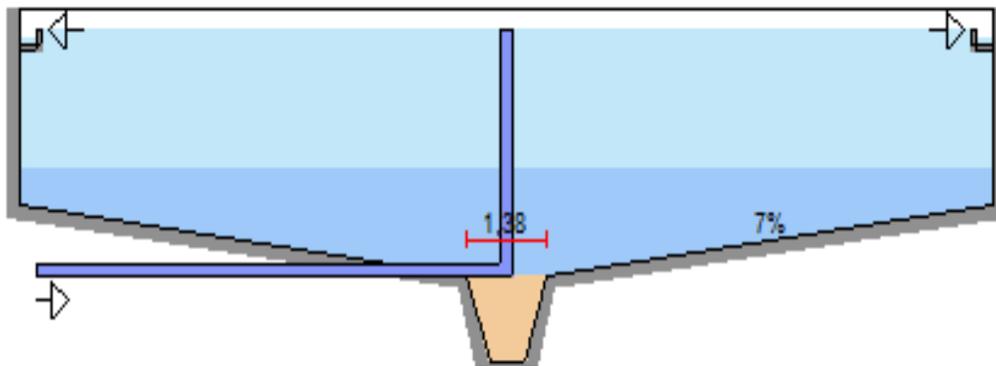


Figura. 6.14. Biofiltro Percolador

Fuente. Selección de alternativas de tratamiento de agua residual

- **Clarificador.**- El agua que sale del proceso de purificación necesita un proceso final de sedimentación, cuando las DBO han bajado considerablemente, este proceso aporta el Clarificador. Los lodos se sacan mediante un sistema de bombeo hasta el UASB.

Figura. 6.15. Clarificador



Fuente. Selección de alternativas de tratamiento de agua residual

- **Lecho de secado de lodos.**- Los lodos extraídos del UASB son secados en estas estructuras para luego ser directamente usados en la agricultura, con alto contenido de nutrientes, siendo muy beneficiosos para el crecimiento de las Plantas.



Figura 6.16. Lecho de secado de

lodos

Fuente. Selección de alternativas de tratamiento de aguas residuales

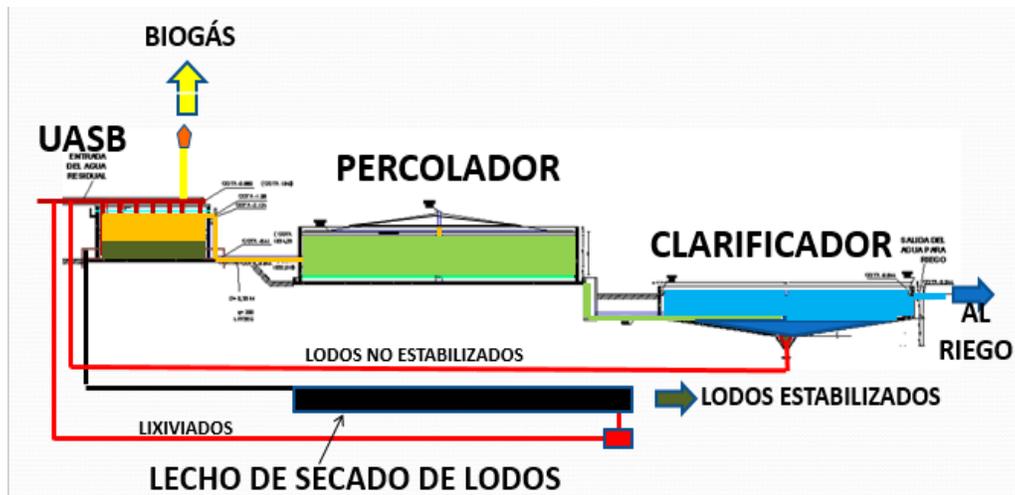


Figura. 6.17. Vista perfil planta de tratamiento

Fuente. Selección de alternativas de tratamiento de aguas residuales

En los últimos años el desarrollo de sistemas de tratamiento anaerobio de las aguas residuales domésticas, resultó en un mejoramiento notable de su desempeño siendo además estos sistemas cada vez más aceptados.

El tratamiento anaerobio es una tecnología relativamente nueva, que ofrece muchas posibilidades:

- Lograr una protección efectiva del medio ambiente a bajo costo.
- Para países en desarrollo como es el caso de Bolivia se hace accesible (importación no costosa de equipos).

-Para recuperar/preservar recursos y estimular la producción agrícola.

Aunque los sistemas anaerobios de tratamiento de aguas residuales son conocidos desde el siglo pasado, fueron considerados ineficientes y lentos para la necesidad de tratamiento de los crecientes volúmenes de aguas residuales, especialmente en áreas industriales y densamente pobladas. Sin embargo recientes desarrollos han demostrado que los procesos anaerobios son una alternativa económicamente atractiva para el tratamiento de diferentes tipos de ARI y ARD.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas tienen como objetivo principal el reducir algunas características indeseables, de manera tal que el uso o disposición final de estas aguas, cumpla con las normas y requisitos mínimos definidos por las autoridades sanitarias de un determinado país o región, la selección de tecnologías para la recolección y tratamiento de las aguas residuales deberá considerar cada vez en mayor medida, alternativas que incluyan el re uso de agua.

En virtud de los elevados costos de operación y funcionamiento intrínsecos de los tratamientos convencionales, la implementación de sistemas de tratamiento de agua residual es un problema significativo en los países en vías de desarrollo. A partir de ello surge la necesidad de la adaptación de tecnología de tratamientos modernos capaces de remover los principales contaminantes de las aguas residuales, con bajos costos de construcción, económicamente factibles y auto sostenibles, evitando los riesgos sanitarios de utilizar el agua residual cruda indiscriminadamente, por ejemplo en riego directo de cultivos. Los sistemas de tratamiento anaerobios se constituyen en una alternativa atractiva, siendo sus costos de implementación bajos y su eficiencia con respecto a la remoción de contaminantes elevada; por esto resulta conveniente adoptar esta tecnología para el beneficio de países en desarrollo como el nuestro.

Entre los procesos anaerobios avanzados, surge el **Reactor UASB** (Up Flow Anaerobic Sludge Blanket) desarrollado en la década del setenta por Gatze Lettinga y Colaboradores en la Universidad Agrícola de Wageningen - Holanda. Este reactor ha sobresalido debido a la alta calidad del efluente producido y al relativo bajo costo del tratamiento de aguas residuales de baja y mediana carga orgánica (Kato *et. al.*, 1997; Lettinga *et. al.*, 1980a;

1980b); ha sido ampliamente aplicado también al tratamiento de aguas residuales complejas con alta carga orgánica (Lettinga *et. al.*, 1989).

Los resultados obtenidos de las experiencias a escala piloto y escala real efectuadas en varias partes del mundo, proporcionaron avances importantes en el desarrollo del proceso y tecnología del tratamiento anaerobio. El éxito de estas experiencias, junto a los beneficios presentados por el proceso como la ausencia de equipos de control sofisticados, baja producción de residuos del proceso (lodos), menor consumo energético y producción de metano (combustible de alto poder calorífico), han establecido al reactor UASB como una opción de tratamiento para una amplia variedad de residuos líquidos.

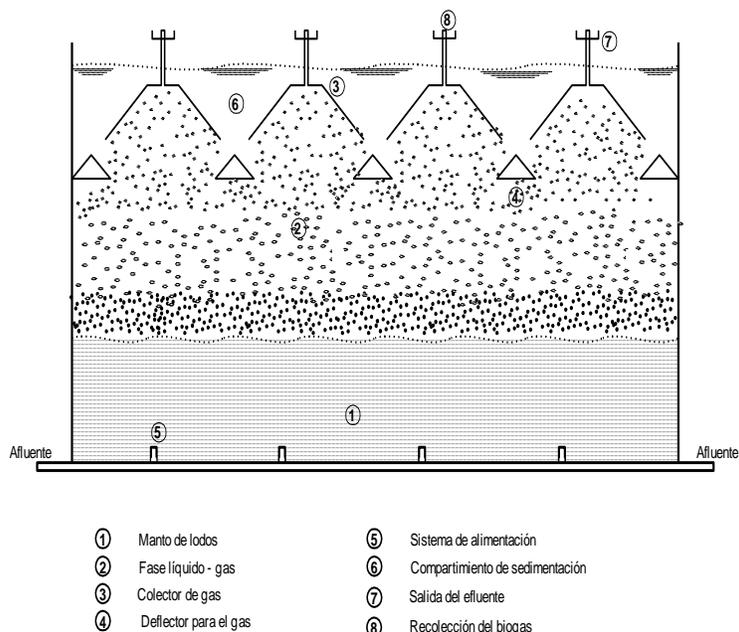
Los tratamientos incluirán la reducción de la concentración de por lo menos uno de los cinco constituyentes más importantes del agua residual (DSENY, 1995):

- Sólidos en suspensión.
- Material orgánico (biodegradable).
- Nutrientes (principalmente nitrógeno y fósforo).
- Organismos patógenos.
- Metales pesados.

El tratamiento anaerobio necesita integración y un plan de tratamiento global, porque para lograr una completa remoción y recuperación/re uso de los constituyentes del agua residual, también otros sistemas de tratamiento (por ejemplo aerobios y/o físico-químicos) son requeridos (Lettinga *et. al.*, 1989).

El dispositivo más característico del reactor UASB es el separador GSL. Este separador es colocado en el reactor y divide la parte inferior o zona de digestión, donde hay un lecho (manto) de lodos responsable de la digestión anaerobia y una parte superior o zona de sedimentación. El agua residual ingresa por el fondo del reactor y sigue una trayectoria ascendente, pasando por la zona de digestión, atravesando una abertura existente en el separador GSL y entra a la zona de sedimentación. La MO presente se mezcla con el lodo anaerobio presente en la zona de digestión, existiendo la digestión anaerobia que resulta en la producción de gas y el crecimiento de lodo.

Figura. 6.18. Esquema de un reactor UASB con sus principales dispositivos



Fuente: Lettinga *et. al.* (1980).

El líquido continúa ascendiendo y pasa por las aberturas que existen en el separador GSL. Debido a la forma del separador, el área disponible para la ascensión aumenta a medida que el líquido se aproxima a la superficie del agua, por tanto su velocidad tiende a disminuir. De ese modo los flocs de lodo que son arrastrados y pasan por las aberturas del separador encuentran una zona tranquila. En esa zona es posible que la velocidad de sedimentación de una partícula se torne mayor que la velocidad de arrastre del líquido a una determinada altura.

Cuando se acumula una cantidad suficientemente grande de sólidos el peso aparente de ellos se tornará mayor que la fuerza de adherencia, de modo que estos se deslizarán, entrando nuevamente en la zona de digestión en la parte inferior del reactor. De esta manera la presencia de una zona de sedimentación encima del separador GSL resulta en la retención de lodos, permitiendo la presencia de una gran masa en la zona de digestión, en tanto que se descarga un efluente libre de sólidos sedimentables.

Las burbujas de biogás que se forman en la zona de digestión, suben a la fase líquida donde encuentran una interface líquido-gas, presente debajo del separador GSL. En esta interface las burbujas se desprenden, formando una fase gaseosa. Los flocs de lodos eventualmente

adheridos a las burbujas, pueden subir hasta la interface pero al desprenderse del gas caen para ser parte nuevamente del manto de lodos en la zona de digestión. Las burbujas de gas que se forman debajo del separador precisan ser desviadas para evitar que pasen por las mismas aberturas, creando turbulencia en la zona de sedimentación. Por tanto se utilizan obstáculos que funcionan como deflectores de gas debajo de las aberturas.

Lettinga *et. al.* desarrollaron el reactor UASB, bajo las siguientes ideas básicas :

- El lodo anaerobio tiene o puede tener excelentes características de sedimentabilidad, siempre que no esté expuesto a agitación mecánica fuerte. Por esta razón la mezcla mecánica es generalmente omitida en reactores UASB, de ser necesario se utiliza agitación mecánica intermitente y/o suave. El contacto suficiente requerido entre lodo y agua residual, se logra aprovechando la agitación ocasionada por la producción de gas.
- Agregados de lodo de buena sedimentabilidad que son dispersados bajo la influencia de la producción de biogás (el cual es particularmente elevado a cargas altas en reactores altos), son retenidos en el reactor por separación del biogás en un sistema colector de gas colocado en la parte superior del reactor y son liberados por medio de este dispositivo del reactor. Separando el biogas en esta forma, se crea un sedimentador en la parte alta del reactor. Las partículas de lodo pueden coalescer y sedimentarse allí.
- Agregados de lodo depositado en el compartimento de sedimentación deben ser capaces de deslizarse dentro del compartimento de digestión debajo del separador GSL, en contra del líquido ascendente y a pesar de las altas turbulencias líquidas.
- El manto de lodo puede ser considerado como una fase semifluida, separada con características específicas propias y que puede soportar elevadas fuerzas de mezcla.
- El lavado de una capa espumosa en la interface líquida en el compartimento de sedimentación se puede prevenir instalando un baffle frente a la canaleta del efluente.

Ventajas

- Sistema compacto, con baja demanda de área.
- Bajo costo de implantación y de operación.

- Baja producción de lodo.
- Bajo consumo de energía.
- Satisfactoria eficiencia de remoción de DBO/DQO, de orden de 65 a 75%
- Buena deshidratación de lodo.

Desventajas

- Posibilidad de emanación de malos olores.
- Baja capacidad del sistema en tolerar cargas tóxicas.
- Elevado intervalo de tiempo necesario para la partida del sistema.
- Necesidad de una etapa de pos-tratamiento.

Los sistemas modernos de tratamiento anaerobio, también llamados sistemas de segunda generación, tienen algún mecanismo de retención de lodo que permite la retención de una gran masa de lodo, lo que lo distingue de los sistemas clásicos. La retención de lodo es tan importante que los sistemas modernos son generalmente clasificados según el mecanismo que permite la retención.

Existen básicamente dos mecanismos para retención de lodos en los sistemas de tratamiento de alta tasa:

- Inmovilización de lodo a través de adherencia a un material inerte de soporte. En esta categoría están: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente o Descendente y Reactor de Lecho Fluidizado o Expandido.
- Separación sólido-líquido del afluente con retorno de los sólidos separados al reactor. En esta categoría están los procesos de contacto con un decantador externo o el reactor UASB con un decantador interno. Casos especiales son: 1) Cuando el reactor anaerobio también es decantador, es decir cuando no hay un dispositivo especial de separación de las zonas de digestión y decantación 2) Cuando los flocs de los lodos también funcionan como los gránulos de un lecho expandido o llamado lecho de lodo granulado expandido.

Figura.6.19. Componentes planta de tratamiento

REACTORES UASB



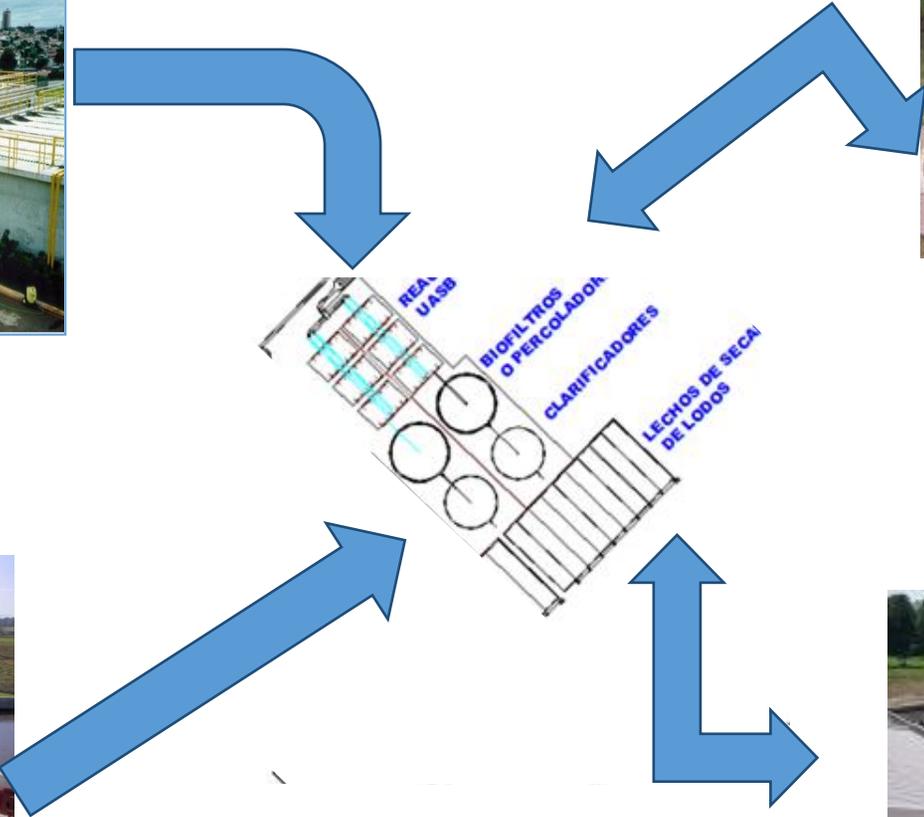
BIOFILTRO



CLARIFICADOR



LECHO DE SECADO DE



Fuente: UTEPTAR

6.4 SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

Una vez hecho una descripción general de las distintas alternativas que comprende el tratamiento secundario o biológico, es conveniente enfocarnos a una sola de ellas sobre la cual se desarrollara el resto de este proyecto. Para esto se deben tomar en cuenta a que es lo que se quiere llegar con el efluente y que disponibilidad de espacio tenemos.

Con la finalidad de conocer qué tipo de sistema ofrece mayor número de beneficios, posibilidades factibles de construcción, mantenimiento y operación, a continuación se muestra un análisis comparativo de los procesos, tomando en cuenta los factores necesarios para la elección del tratamiento adecuado mencionado anteriormente.

Tabla 6.11. Costos de los distintos tipos de tratamientos

Tratamiento	Costo de construcción(Bs)	Caudal que trata	Costo Bs/m3
Planta de tratamiento	2.096.935,54	295,14 m3/dia	7104,88
Baños ecológicos	1.188.952,32	295,14 m3/dia	4028,44
Pozos sépticos	1.085.376,00	295,14 m3/dia	3677,50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.12. Comparaciones de las alternativas de tratamiento analizadas.

SISTEMAS DE TRATAMIENTO	CARACTERÍSTICAS DEL CLIMA	TAMAÑO DE LAS INSTALACIONES	VOLUMEN O CAUDAL A TRATAR	COSTO	OPERACION Y MANTENIMIENTO
POZOS SEPTICOS	20°C-26°C	Considerando una familia promedio de 5 hbts: A=1,8m ² Ancho=0,60m Largo=1,80m Prof. =1,20m Largo tub. Infiltración =1,20m	1250lt	5.653,00Bs para una sola vivienda.	La cámara debe revisarse una vez por año, se debe vaciar cada 3 años. El terreno de infiltración no requiere mantenimiento mientras no se vea aflorar agua.
	20-25 grados	Para una familia de 5 hbts:	600-700lt	Caseta de ladrillo cubierta con calamina, buen acabado,	-Almacenamiento de heces mayor a 1,5 años, para lograr la remoción de

<p>BAÑOS ECOLOGICOS</p>		<p>V=1,2x1,2x0,7 Área que ocupa= 2x 1,8</p>		<p>incluye inodoro de porcelana, puerta, materiales pétreos, (aporte de usuarios de mano de obra no calificada) 6.192,46 Bs.</p>	<p>patógenos, luego vaciar y enterrar. Orina=almacenamiento o de un bidón de 200lt para una familia de 5 personas se llena aproximadamente entre 4 a 6 días, se la almacena 2-3 meses para su aplicación en cultivos. -Lavar el pipi ducto. -Disponer de material secante.</p>
<p>PLANTA DE TRATAMIENTO</p>	<p>La temperatura no afecta considerablemente en el proceso, preferentemente</p>	<p>Área=1500 m2 Largo=50m Ancho=30m Con estas dimensiones se tratara la totalidad</p>	<p>Sera diseñada para el caudal total que llega a la planta.</p>	<p>Costo= 2.096.935,54 Bs</p>	<p>Esta debe ser realizada por una persona encargada para limpiar la cámara de alimentación y evitar</p>

	climas templados o cálidos.	del caudal beneficiando a una población de 1333hbts.	Q=3,416 Lt/seg		el taponamiento de las tuberías.
--	-----------------------------	--	----------------	--	----------------------------------

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6.13. Costos de operación y mantenimiento de cada alternativa

Tratamiento	Costo
Planta de tratamiento	19,14 Bs / familia / mes
Baños ecológicos	20 Bs / familia / mes
Pozos sépticos	29Bs / familia / mes

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.14. Ventajas y desventajas

SISTEMA DE TRATAMIENTO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
POZOS SEPTICOS	<ul style="list-style-type: none"> - Sencilla construcción. -No se necesita mano de obra calificada 	<ul style="list-style-type: none"> - % de remoción de sólidos <70 -Se deben vaciar frecuentemente con el servicio de un camión atmosférico que resulta muy costoso. - Las aguas negras pueden contener nitrógeno, fósforo, bacterias y virus. -Puede contaminar el agua subterránea y las fuentes de agua potable con aguas cloacales sin tratar, y causar enfermedad e infección a las personas y a los animales. -Los olores fétidos que despiden los sistemas sépticos con averías pueden ser nauseabundo.

		<p>-En los lugares donde la napa freática (la primera capa o napa de agua subterránea) está cerca de la superficie del suelo, los pozos se llenan con el agua subterránea y también pierden su función de recepción y absorción de las aguas residuales domiciliarias.</p> <p>-Las aguas contaminadas no sólo afectan a los habitantes del lugar sino que, escurriendo tanto por los arroyos como por el subsuelo, vuelcan en la ribera de ríos, ampliando el área de contaminación y afectando esta importante fuente de agua dulce.</p>
	<p>-Costos reducidos.</p> <p>-Requiere de un área pequeña para su construcción.</p> <p>-No se precisa de agua para su</p>	<p>-Requiere de la aceptación del usuario.</p> <p>-Requiere capacitación familiar, antes durante y después de la finalización de la etapa de construcción.</p> <p>-Requiere establecer el mecanismo de</p>

<p>BAÑOS ECOLOGICOS</p>	<p>funcionamiento.</p> <ul style="list-style-type: none"> -La doble cámara permite un uso alternante indefinido. -Construcción, operación y mantenimiento con materiales y mano de obra locales. -No existen olores si se usa en forma correcta. -Su implementación es adecuada en zonas inundables, o zonas de laderas. -Evita la contaminación del medio ambiente. -Un tiempo de almacenamiento prolongado 1,5 a 2 años limita los riesgos de persistencia de patógenos. 	<p>manejo y disposición final de las heces tratadas.</p> <ul style="list-style-type: none"> -Requiere la disponibilidad de material secante,(ceniza o cal). -La manipulación no protegida puede ser un riesgo sanitario. -Dependiendo del tiempo de almacenamiento puede requerir un tratamiento posterior para su uso intrínseco en la agricultura.
--------------------------------	--	---

<p>PLANTA DE TRATAMIENTO</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Sistema compacto, con baja demanda de área. -Bajo costo de implantación y de operación. -Baja producción de lodo. -Bajo consumo de energía. -Satisfactoria eficiencia de remoción de DBO/DQO, de orden de 65 a 75% -Buena deshidratación de lodo. 	<ul style="list-style-type: none"> - % de remoción de sólidos >85% -Posibilidad de emanación de malos olores. -Baja capacidad del sistema en tolerar cargas toxicas, pero en este caso solo se trata de un agua residual domestica ARD, que no tiene cargas toxicas. -Elevado intervalo de tiempo necesario para la partida del sistema. -Necesidad de una etapa de pos-tratamiento.
-------------------------------------	---	--

Fuente: Elaboración propia

6.5 TRATAMIENTO SELECCIONADO

Después de haber estudiado estos dos grupos de alternativas se llegó a una conclusión del proyecto:

6.5.1 ALTERNATIVAS QUE REALIZAN UN TRATAMIENTO PRELIMINAR Y PRIMARIO:

- Los **tanques sépticos** poseen una serie de fallas, tanto como unidades de sedimentación como de digestión, principalmente porque la septicidad no se puede confinar únicamente a los lodos. Las aguas efluentes son privadas de su frescura y los sólidos levantados por el gas forman una nata o costra desagradable en la que la digestión es lenta y rara vez completa, esta alternativa no es la más adecuada debido a que solo realiza un tratamiento preliminar, y el agua que emana de este puede contaminar las aguas subterráneas, tomando en cuenta que en la zona se tiene un pozo perforado de donde se extrae agua potable, si bien se puede retirar el desecho de los pozos con un camión recolector, una parte del agua ya infiltra contaminando los estratos del suelo que como se sabe son la reserva natural de agua más importante de la ciudad de Tarija.

- Los **baños ecológicos** descritos en anteriores páginas se adaptan más para zonas rurales, donde las viviendas están más lejanas y hay mayor disponibilidad de espacio para el tratamiento y mantenimiento de estos, realizan un buen tratamiento mucho más completo que el anterior pero aun así no es suficiente, esta alternativa por sus grandes ventajas sobre todo económicas puede ser considerada como una buena opción de solución al saneamiento del barrio 27 de Mayo, además que se adapta principalmente para zonas que tienen alcantarillado sanitario.

Ambas alternativas de tratamiento no realizan un tratamiento completo, pero es evidente que son alternativas que se pueden construir en corto plazo y son más accesibles económicamente, comparadas con las alternativas que realizan un tratamiento completo, y en caso de no tener la posibilidad económica son las alternativas que están más al alcance de los habitantes de estas zonas.

6.5.2 ALTERNATIVA CON TRATAMIENTO COMPLETO:

- La **planta de tratamiento anaerobio UASB**, por su fácil adaptación, alta eficiencia, reducido costo comparado con el tratamiento que realiza; Preliminar, primario, secundario y terciario, es decir un tratamiento completo permitiendo de esta forma el re uso del agua en riego de áreas verdes, se considera como la alternativa más viable, Otra razón por la que elegimos esta alternativa es que ya existen experiencias en nuestro país, ya se construyeron plantas de este tipo en la ciudad de Cochabamba que actualmente funcionan en buenas condiciones, lo que demuestra que no es una tecnología desconocida en nuestro país.

Además que esta alternativa por ser del mismo tipo que la que se pretende construir en la ciudad de Tarija, sería una planta piloto, donde se podría comprobar su funcionamiento y adaptación a las condiciones de la ciudad de Tarija, este proyecto serviría para concientizar a los pobladores de la ciudad en general, sobre este tipo de tratamiento de aguas residuales y se podría además de difundirla lograr una aceptación de los pobladores de las zonas donde se pretende emplazar el proyecto macro, ya que el tema social es uno de los problemas más fuertes, que no permiten la construcción de la planta de tratamiento de la misma que se viene hablando ya hace por lo menos 10 años atrás ante las evidentes necesidades de tratamiento en nuestra ciudad, esto se plantea en caso de la construcción de una nueva planta macro y en caso de que esto no ocurra ya que como se sabe, el proyecto de la planta de tratamiento esta en graves problemas, se está empezando a estudiar la posibilidad de la construcción de mini plantas en toda la ciudad de Tarija que cubrirían diferentes zonas, que es netamente el tema de este estudio, es así que por estas fuertes razones, optamos por esta alternativa de tratamiento, la misma que será descrita con más detalle más adelante y posteriormente diseñada.

A continuación se muestran planos y fotografías de las plantas actualmente en funcionamiento en el departamento de Cochabamba en nuestro país:

6.6. TRATAMIENTO SELECCIONADO - PLANTA DE TRATAMIENTO CON REACTOR UASB

6.6.1. Mecanismo de la digestión anaerobia

Las bacterias presentes en el agua están sometidas a diversos tipos de degradación (en términos de utilización de oxígeno). Todo tipo de bacteria presente en las aguas residuales necesita oxígeno para su respiración y alimento, estas pueden ser aerobias, anaerobias o facultativas.

Se puede decir que la digestión anaerobia tiene lugar en tres etapas generales

- | Primeramente los componentes de alto peso molecular, tales como las proteínas y los polisacáridos, son degradados en sustancias solubles de bajo peso molecular tales como aminoácidos y azúcares, esta etapa es a veces llamada “Fase de licuefacción”.
- | Seguidamente, los nutrientes orgánicos son convertidos en ácidos menos grasos en una fase de “Fermentación ácida”, la cual baja el pH del sistema.
- | Finalmente, en la fase de “Fermentación de metano” o “Metanogénica”, los ácidos orgánicos son convertidos en metano, dióxido de carbono y una pequeña cantidad de hidrógeno.

Para la digestión anaerobia de proteínas, carbohidratos y lípidos, se distinguen cuatro etapas diferentes en el proceso global de conversión:

- | Hidrólisis: El proceso requiere la participación de las llamadas exoenzimas que son excretadas por las bacterias fermentativas y permiten el desdoblamiento de la MO.
- | Acidogénesis: Los compuestos disueltos, generados en el proceso de hidrólisis, son absorbidos en las células de las bacterias fermentativas y después por las acidogénicas, excretados como sustancias orgánicas simples como ácidos grasos volátiles, alcoholes, ácido láctico y compuestos minerales como CO_2 , H_2 , NH_3 , H_2S , etc.
- | Acetogénesis: En esta etapa, dependiendo del estado de oxidación del material orgánico a ser digerido, la formación del ácido acético puede ser acompañada por el surgimiento de CO_2 o H_2 .

Metanogénesis: En general es el paso que limita la velocidad del proceso de digestión. El metano es producido por las bacterias acetotróficas a partir de la reducción del ácido acético o por las bacterias hidrogenotróficas a partir de la reducción del CO_2 .

6.6.2. Factores que influyen en el tratamiento anaerobio de aguas residuales

El curso del proceso de digestión anaerobia, es afectado fuertemente por un número de factores ambientales. Para la aplicación óptima del proceso de tratamiento anaerobio de las aguas residuales, es de mucha importancia tener conocimiento suficiente sobre el efecto de estos factores (Lettinga *et. al.*, 1995):

- Temperatura:
- pH
- Capacidad buffer
- Nutrientes
- Toxicidad en la digestión anaerobia

Segun Haandel y Lettinga (1994), la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de aguas residuales.

6.6.3. Tratamiento anaerobio

6.6.3.1. Ventajas de un tratamiento anaerobio:

- Con respecto al tratamiento de aguas residuales de mediana a alta concentración (DQO > 1500 mg/l) el uso del tratamiento anaerobio es significativamente más barato que el tratamiento aerobio. La situación con respecto a desechos de baja concentración, como desechos domésticos, depende mucho de la temperatura del agua, a temperaturas bajo 12°C la actividad metanogénica puede hacerse tan baja que hace el tratamiento anaerobio competitivo con el tratamiento aerobio para aplicaciones a gran escala.
- Se produce energía, esto es especialmente interesante con el tratamiento de desechos altamente concentrados.
- Se requiere menos área para la planta anaerobia en comparación con la unidad de tratamiento aerobio. Importante argumento para la aplicación en zonas urbanas.
- La tecnología del tratamiento anaerobio es relativamente de bajo costo en términos de equipos.

6.6.3.2. Ventajas y limitaciones de un tratamiento anaerobio:

Tabla 6.15. Beneficios y limitaciones del tratamiento anaerobio

Beneficios	Limitaciones
<ol style="list-style-type: none"> 1. Baja producción de exceso de lodo (estable). 2. Bajo requerimiento de nutrientes. 3. Sin requerimiento de energía para aireación. 4. Producción de metano. 5. El proceso puede manejar frecuentemente altas cargas de alimentación. 6. El lodo anaerobio puede ser preservado (inactivo) por muchos meses sin serios deterioros. 7. Compuestos valiosos, como el amonio, son conservados, lo que en casos específicos puede representar un beneficio (si la irrigación puede ser aplicada). 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Las bacterias anaerobias (particularmente las metanogénicas) son muy susceptibles de inhibición por un gran número de compuestos. 2. Si no se cuenta con lodo adaptado, el proceso de puesta en marcha es relativamente lento. 3. La digestión anaerobia normalmente requiere de un adecuado post-tratamiento para la remoción de la DBO remanente, amonio y compuestos de mal olor. 4. Existe poca experiencia práctica, sin embargo la situación a este respecto está cambiando rápidamente.

Fuente: Lettinga *et. al.* (1984).

6.6.3.3. Comparación entre un tratamiento aerobio y un anaerobio

Tabla 6.16. Tratamiento aerobio versus tratamiento anaerobio

Aerobio	Anaerobio
---------	-----------

$\text{C}_6\text{H}_{12}\text{O}_6 + 6 \text{O}_2 \rightarrow 6 \text{CO}_2 + 6 \text{H}_2\text{O}$ <p>$\Delta G^\circ = -2840 \text{ KJ/mol gluc}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mayor eficiencia de remoción. • Operatividad comprobada. • 50% de C es convertido en CO_2, 40-50% es incorporado dentro de la masa microbiana. • 60% de la energía es almacenada en la nueva biomasa, 40% es perdido como calor. • Ingreso de elevada energía para aireación. • Limitación de cargas orgánicas. • Se requiere adición de nutrientes. • Requerimiento de grandes áreas. • Sensible a economía de escala. • Periodos de arranque cortos. • Tecnología establecida. 	$\text{C}_6\text{H}_{12}\text{O}_6 \rightarrow 3 \text{CO}_2 + 3 \text{CH}_4$ <p>$\Delta G^\circ = -393 \text{ KJ/mol gluc}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • Menor producción de lodos. • Menores costos de operación. • 95% de C es convertido en biogas; 5% es transformado en biomasa microbiana. • 90% de la energía es retenida como CH_4, 3-5% es perdido como calor, 5-7% es almacenada en la biomasa. • No requiere de energía. • Acepta altas cargas orgánicas. • Degrada compuestos policlorados. • Requerimiento bajo de nutrientes. • Se requiere pequeña área superficial. • Largos periodos de arranque. • Recientemente establecida, todavía bajo desarrollo para aplicaciones específicas.
---	---

Fuente: Adaptado de Arce (1997)

6.6.3.4. Procesos de alta tasa o modernos

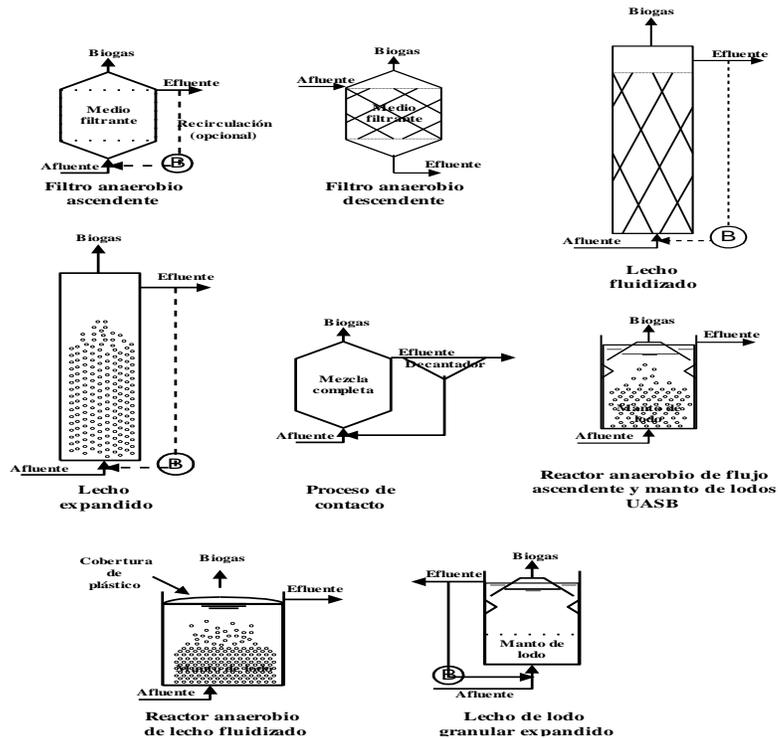
Los sistemas modernos de tratamiento anaerobio, también llamados sistemas de segunda generación, tienen algún mecanismo de retención de lodo que permite la retención de una gran masa de lodo, lo que lo distingue de los sistemas clásicos. La retención de lodo es tan importante que los sistemas modernos son generalmente clasificados según el mecanismo que permite la retención.

Existen básicamente dos mecanismos para retención de lodos en los sistemas de tratamiento de alta tasa:

- Inmovilización de lodo a través de adherencia a un material inerte de soporte. En esta categoría están: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente o Descendente y Reactor de Lecho Fluidizado o Expandido.
- Separación sólido-líquido del afluente con retorno de los sólidos separados al reactor. En esta categoría están los procesos de contacto con un decantador externo o el reactor UASB con un decantador interno. Casos especiales son: 1) Cuando el reactor anaerobio también es decantador, es decir cuando no hay un dispositivo especial de separación de las zonas de digestión y decantación 2) Cuando los flocs de los lodos también funcionan como los gránulos de un lecho expandido o llamado lecho de lodo granulado expandido.

Figura 6.20.
anaerobios de
para el
tratamiento de

Sistemas
alta tasa
aguas

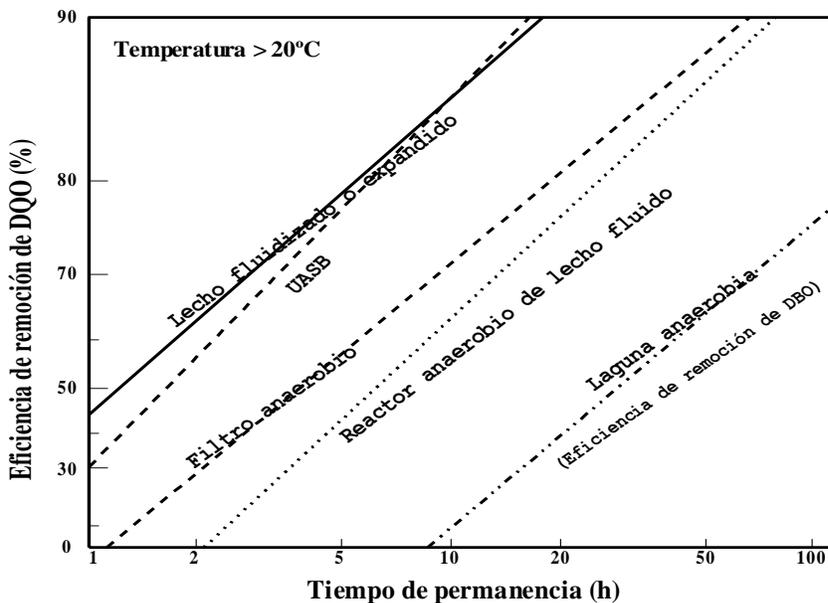


Fuente: van Haandel y Lettinga (1994)

6.6.3.5. Tiempos de retención para diferentes sistemas de tratamiento:

Si se considera una eficiencia definida y se compara varios tipos de tratamiento en función del tiempo de permanencia se obtiene la Figura 6.21.

Figura 6.21. Eficiencias de remoción y TRH para diferentes sistemas de tratamiento



Fuente: van Haandel y Lettinga (1994).

Desarrollos recientes en la tecnología de reactores anaerobios de alta tasa revelan que el tratamiento anaerobio es factible para tratar aguas residuales frías y diluidas a unas tasas de carga que exceden los 10 kg/m^3 a temperaturas de 10°C y TRH de pocas horas

Tabla 6.17. Valores aproxi. de carga orgánica volumétrica en relación a la temp.

Temperatura ($^\circ\text{C}$)	Carga Orgánica volumétrica $\text{Kg DQO/m}^3.\text{d}$
40	15 – 25
30	10 – 15
20	5 – 10
15	2 – 5
10	1 – 3

Fuente: Lettinga *et. al.* (1983)

- Recopilación de las temperaturas del ambiente.

6.6.3.6. Microbiología del reactor anaerobio UASB

La digestión anaerobia puede ser considerada como un ecosistema donde los diversos grupos de microorganismos trabajan interactivamente en la conversión de materia orgánica compleja

en metano (CH_4), gas carbónico (CO_2), agua (H_2O), gas sulfhídrico (H_2S), amoníaco (NH_3) y además de nuevas células.

Los microorganismos que participan en el proceso de descomposición anaerobia pueden ser divididos en 3 importantes grupos de bacterias, con comportamiento fisiológico distinto.

- 1^{er} grupo: compuesto por bacterias fermentativas, que transforman por Hidrolisis, los polímeros en monómeros, y estos en acetatos, hidrogeno, dióxido de carbono, ácidos orgánicos de cadena corta, aminoácidos y otros productos como glucosa.
- 2^{do} grupo: formado por bacterias acetogénicas, productoras de hidrogeno, el cual convierte los productos generados por el primer grupo (Aminoácidos, azucares, ácidos orgánicos y alcoholes) en acetato, hidrogeno y dióxido de carbono.
- 3^{er} grupo: Los productos finales del segundo grupo son los sustratos esenciales para este grupo, que a su vez se constituyen en dos grupos de bacterias metanogénicas.

Un grupo usa el acetato, transformándolo en metano y dióxido de carbono, el otro grupo produce metano, a través de la producción de dióxido de carbono.

6.6.3.7. Temperatura

De los factores físicos que afectan al crecimiento microbiano, la temperatura es uno de los más importantes en la selección de las especies. Los microorganismos no poseen medios de controlar su temperatura interna y de esa forma la temperatura en el interior de la célula es determinada por la temperatura ambiente externa.

Tres fases de temperatura pueden ser asociadas al crecimiento microbiano en la mayoría de los procesos biológicos.

- Fase psicrófila: entre 0 a aproximadamente 20 °C
- Fase mesófila: entre 20 a aproximadamente 45 °C
- Fase termófila: entre 45 a 70 °C y arriba

En cada una de estas tres fases, donde el crecimiento microbiano es posible, son normalmente referenciados tres valores de temperatura para caracterizar el crecimiento de las especies de microorganismos.

- Temperatura mínima, debajo de la cual el crecimiento no es posible.
- Temperatura óptima, donde el crecimiento es máximo.
- Temperatura máxima, arriba de la cual el crecimiento también no es posible.

Las temperaturas mínimas y máximas definen los límites de fase en que el crecimiento es posible.

6.6.3.8. PH, alcalinidad y ácidos volátiles

Estos tres factores ambientales son íntimamente relacionados entre sí, siendo igualmente importantes para el control y la operación adecuada de los procesos anaerobios.

Las bacterias productoras de metano tienen un crecimiento óptimo en la fase de pH entre 6,6 a 7,4, aunque se puede conseguir estabilidad en la formación de metano en una fase más amplia de pH, entre 6 a 8. Valores de pH debajo de 6 y arriba de 8,3 deben ser evitados.

6.5.7.4. Forma y Tamaño del reactor UASB

Según van Haandel y Lettinga (1994), para ARD la carga hidráulica y no así la carga orgánica, es el parámetro más importante en la determinación del tamaño y forma del reactor UASB.

En cuanto a la forma geométrica del reactor, existen dos opciones: rectangular o circular. La forma circular tiene la ventaja de una estabilidad estructural mayor, pero la construcción del separador GSL es más complicada que en uno rectangular. En el caso de la forma rectangular, la sección cuadrada es la más barata (van Haandel, 1998). Existe una tendencia a construir reactores pequeños circulares y reactores grandes rectangulares ver Tabla 6.18.

Tabla 6.18. Dimensiones básicas de ejemplos de reactores UASB para eficiencias de remoción de DQO mayor a 80% y de DBO mayor a 85%.

Parámetro	UASB para 10 hab.	UASB para 100 hab.	UASB para 1000 hab.	UASB para 10000 hab.	UASB para 100000 hab.
Caudal (m ³ /día)	1.2	12	120	1200	12000
Forma	Circular	Circular	Circular	Rectangul	Rectangul
Tiempo permanencia	18 **	12**	9**	6	6
Volumen (m ³)	0.9	6	45	300	3000
Profundidad	2	3	4.5	4	5
Área (m ²)	0.45	2	10	75	600
Diámetro (m)	0.75	1.6	3.5	-	-
Largo (m)	-	-	-	10	2*15
Ancho (m)	-	-	-	7.5	20
Área per cápita (m ²)	0.045	0.03	0.01	0.0075	0.006
Volumen per cápita (l)	90	60	45	30	30

Puntos de alimentación	1	1	4	20	150
Velocidad ascendente	0.11	0.25	0.50	0.67	0.83

**** Volumen adicional para almacenaje de lodo.**

Fuente: van Haandel (1998)

Van Haandel *et. al.* (1998b,c), estudiaron la relación área superficial/profundidad en reactores UASB a escala piloto, para iguales TRH encontrando que la variación en la eficiencia de remoción de la MO no es significativa (eficiencias de 80% en promedio, considerando el efluente decantado). Concluyendo que la relación de estas variables no tiene una influencia significativa en el desempeño del reactor y en la práctica deberá ser determinada por los costos de construcción y las características del terreno disponible.

6.6.3.9. Eficiencia de tratamiento

Los reactores anaerobios de flujo ascendente bien operados pueden producir un efluente con bajas concentraciones de DBO y DQO, en la tabla 6.18 se muestran las eficiencias.

Tabla 6.19. Eficiencia de remoción de reactor UASB

Parámetro	Unidad	Eficiencia
DBO	mg/l	65-85%
DQO	mg/l	60-75%
Sólidos totales	mg/l	80-90%

Fuente: Carlos Augusto de Lemos Chernicharo

En la Tabla 6.20. Se pueden observar algunos aspectos relevantes de algunos tipos de tratamiento de agua residual, que no se consideraran en este estudio pero que sirven para realizar una comparación con una planta UASB.

Tabla 6.20. Aspectos importantes de diferentes sistemas de trat. de agua residual

Aspecto	Lodos activados	Lagunas de estabilización	UASB
Desempeño			
Remoción de sólidos en	> 95 %	> 80 %	> 80 %

suspensión	> 95 %	> 90 %	> 80 %
MO	90 %	> 99.99 %	> 80 %
Patógenos	> 90 %	> 20 %	> 20 %
Nutrientes			
Tamaño			
Tiempo de permanencia	12 – 24 h	20 – 30 días	4 – 8 h
Volumen percapita	75 – 150 l	3 – 4 m ³	25 – 50 l
Área per cápita	0.02 – 0.04 m ²	3 – 4 m ²	0.01 – 0.02 m ²
Costos			
Construcción	Muy alto	Muy alto	Bajo
Operación	Muy alto	Bajo	Bajo
Mantenimiento	Muy alto	Bajo	Bajo
Problemas causados	Aerosoles	Insectos, olores, estética (paisaje)	-
Otros			
Simplicidad	Complicada	Simple	Simple
Confiabilidad	Depende de la energía eléctrica, a veces el lodo no decanta	Olores cuando no hay sol	Confiable

Fuente: van Haandel (1998).

6.7. FUNDAMENTOS TEORICOS PARA EL DISEÑO DE LA PLANTA

6.7.1 Obtención de datos

El diseño del reactor UASB requiere de ciertos datos específicos como:

- Determinación de las características fisicoquímicas y bacteriológicas del agua residual, mediante toma de muestras en puntos específicos.
- Medición de los volúmenes de agua potable consumida y de agua residual producida, para definir el caudal de diseño (aporte per cápita, relación agua potable/agua residual).
- Obtención de datos de la población contribuyente (Escuela y Centro Hospitalario).
- Definición del lugar de la construcción del reactor UASB.
- Diseño de las obras hidráulicas preliminares
- Diseño del reactor UASB según datos recopilados en campo y laboratorio.
- Diseño del separador GSL, sistema de alimentación al reactor y salida del efluente.

En los últimos años, de entre los sistemas de alta tasa disponibles, el concepto del reactor UASB es el más ampliamente aplicado. Permitiendo además el empleo del tratamiento anaerobio bajo condiciones de temperaturas sub-óptimas mesofílicas.

Según algunos autores existen tres variables para el dimensionamiento de reactores UASB: Carga orgánica volumétrica aplicada, velocidad superficial y altura del reactor.

6.7.2. Tratamiento preliminar

Las operaciones físicas o también llamado tratamiento preliminar se emplean para la separación de sólidos de gran tamaño, sólidos que estén en suspensión o flotando, grasas y compuestos orgánicos volátiles. Las operaciones y procesos unitarios a detalle serán: Rejillas, desarenadores y sedimentación primaria.

- Rejillas

El primer paso en todo tratamiento de agua residual consiste en separar lo que son los llamados sólidos gruesos. Para este fin el procedimiento más usado o habitual se basa en hacer que el agua residual bruta pase a través de rejillas de barras. Las rejillas son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas las cuales se ubican transversalmente al flujo, y se colocan antes del desarenador, sin alterar el flujo normal, las barras tienen por lo general una separación entre ellas de 15 mm o de un poco más.



Figura 6.22. Rejilla mecánica

Fuente: Van Haandel (1998).

Tabla 6.21. Velocidades de flujo (v)

Velocidades de flujo	
Mínimo	0,30 m/s
Medio	0,40 m/s
Máximo	0,60 m/s

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento técnico de diseño de unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas Residuales, norma Boliviana DINASBA, 1996

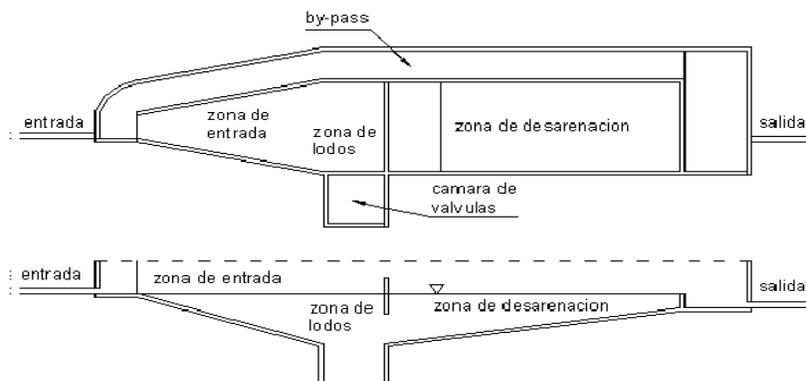
- Desarenador

El término arena se emplea para referirse a las arenas, gravas, cenizas y cualquier material cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea mayor al de los sólidos orgánicos susceptibles a la descomposición en el agua residual. Las arenas se remueven para:

- Proteger los equipos mecánicos de la abrasión y del excesivo desgaste
- Reducir la formación de depósitos sólidos en unidades y conductos aguas abajo y reducir la frecuencia de limpieza de los digestores.

Normalmente, los desarenadores se ubican después de las unidades que remueven sólidos gruesos y antes de tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas plantas de tratamiento los desarenadores anteceden las unidades de tamizado.

Figura 6.23. Desarenador (planta y corte longitudinal)



Fuente: Metcalf y Eddy

- **Canal colector de arena.-**

Volumen del canal de arena:

El canal de arena se encuentra ubicado en la parte baja del desarenador.

$$Volumen = ancho * largo * alto$$

Volumen producido de arena:

Se estima que el volumen de arena será de 0,03 m³, por cada 1000 m³ de agua residual, entonces sabiendo nosotros la cantidad de agua residual a tratar, mediante la relación mencionada se puede obtener el volumen producido de arena en nuestro canal.

Número de días en que se llenara el canal de arena:

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{Vol. \text{ de canal de arena}}{Vol. \text{ de produccion de arena}}$$

Esto nos da un parámetro de cada cuantos días se deberá hacer una limpieza al canal de arena.

- **Canal parshall**

Cuando las plantas de tratamiento de aguas residuales tienen desarenadores horizontales tipo gravedad, consistentes en al menos dos canales desarenadores, se requiere controlar la velocidad del flujo que pasa a través de ellos.

Normalmente, los flujos de entrada a las plantas de tratamiento de aguas son muy variables. A pesar de estas variaciones en gasto, la velocidad del flujo debe permanecer constante o casi persistente en el desarenador, con un valor recomendado (generalmente 0.3 m/s), para lograr mantener esta velocidad constante, a flujos variables, se debe colocar un dispositivo de control hidráulico en cada canal, que puede ser un vertedor proporcional o por medio de canales Parshall colocados al final de cada canal desarenador.

Canal que se rige por la ecuación siguiente:

$$Q = K * (Ha)^n$$

Donde:

Q= Caudal (L/s)

K= coeficiente obtenido en función al ancho de garganta

n= coeficiente obtenido en función al ancho de garganta

Ha= Tirante de agua en el desarenador (cm)

Las medidas del canal Parshall se lo puede obtener de la siguiente tabla:

w = ancho de garganta del canal Parshall (pulgadas)

Tabla 6.22. Dimensiones típicas de medidores parshall

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	33.0	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1"	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1½"	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2"	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3"	91.05	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4"	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5"	152.5	192.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6"	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7"	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8"	244.0	244.0	239.2	239.2	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10"	305.0	274.5	427.0	427.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: Manual de Hidráulica de Azevedo Netto

- **Velocidad superficial del flujo.-**

La velocidad superficial o ascensional del flujo es calculada a partir de la relación entre el caudal afluente y la sección transversal del reactor.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{H}{TRH}$$

Donde:

V= velocidad superficial de flujo o ascensional (m/h)

Q= Caudal (m³/h)

A= Área de la sección transversal del reactor (m^2)

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

6.7.3. Sistema de distribución del afluente

Para conseguir una buena eficiencia de los reactores de manta de lodo es esencial que el sustrato afluente sea distribuido uniformemente en la parte inferior de los reactores, de forma de garantizar un contacto íntimo entre la biomasa y el sustrato.

- Compartimiento de distribución

En los reactores UASB, la garantía de la distribución equitativa del afluente es muy importante, a fin de garantizar un mejor régimen de mezcla y una disminución de la ocurrencia de zonas muertas del lecho de lodo, también en algunos proyectos son previstos de canales de distribución no compartimentados, de forma de individualizar los tubos distribuidores.

- Tubos de distribución

El camino de las aguas residuales desde los compartimientos de distribución hasta el fondo del reactor es hecho a través de tubos de distribución.

Los principales requisitos para estos tubos son:

- a) El diámetro debe ser grande y suficiente para proporcionar una velocidad descendente de las aguas residuales inferior a 0,2 m/s, de forma que las burbujas eventualmente arrastradas para adentro del tubo pueden hacer el curso ascensional. Este requisito de velocidad es usualmente atendido cuando los tubos tienen un diámetro de 75 mm.
- b) El diámetro debe ser grande pero bastante para evitar que los sólidos presentes en las aguas residuales del afluente provoquen la obstrucción frecuente de los tubos. La experiencia indica que los tubos de distribución con diámetros de 75 y 100 mm atienden satisfactoriamente

6.7.4. Diseño del reactor

Carga orgánica volumétrica.-

Se define carga orgánica volumétrica como la cantidad (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo:

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual doméstica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

Carga hidráulica volumétrica y tiempo de retención hidráulica.-

La carga hidráulica volumétrica equivale al inverso del tiempo de retención hidráulica en el reactor. Puede ser como cantidad (volumen) de aguas residuales aplicadas diariamente al reactor, por unidad de volumen del mismo.

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m³)

Q = Caudal de diseño (m³/d)

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

$$CHV = \frac{Q}{V}$$

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a $5 \frac{m^3}{m^3 \cdot dia}$,

Carga Biológica (Carga de lodo).-

La carga biológica o carga de lodo se refiere a la cantidad de (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor, por unidad de biomasa presente en el mismo.

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m³/día)

C = Concentración anteriormente, la correcta distribución de aguas residuales, de modo a garantizar un contacto efectivo con la biomasa presente en el reactor, constituyéndose en uno de los aspectos más importantes para el correcto funcionamiento del reactor.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

Donde:

A= Área de la sección transversal del reactor (m²)

A_d= Área de influencia de cada distribuidor (m²)

N_d= Numero de distribuidores

6.7.5 Diseño del separador Gas Sólido Líquido – GSL

El separador de gases, sólidos y líquidos (separador trifásico) es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es la obtención de lodo anaerobio dentro del reactor, posibilitando que el sistema sea operado con elevados tiempos de retención de sólidos (Edad de lodo elevada).

- Separación de los gases

El proyecto del dispositivo de separación de gas, sólidos y líquidos depende de cierta forma, de las características de agua residuales, del tipo de lodo presente en el reactor, de la carga orgánica aplicada, de la producción esperada de biogás y de las dimensiones del reactor.

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

T_{gas} = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

Producción de biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

Y_{Lodo} = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

Y_{Lodo} = 0,11 a 0,23KgDQO_{lodo}/Kg DQO_{aplicada} = 0,2

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m^3)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m^3)

Q = Caudal de diseño ($\text{m}^3/\text{día}$)

DQO_{CH_4} = Carga convertida en metano ($DQO_{CH_4}/\text{día}$)

- Separación de los sólidos

Después de la separación de los gases, el líquido y las partículas sólidas que dejan la manta de lodo tienen acceso al compartimiento de decantación. En este compartimiento, ocurren condiciones ideales de sedimentación de las partículas sólidas, debido a las bajas velocidades ascensionales y a la ausencia de burbujas de gas. El retorno de lodo en el compartimiento de decantación, de vuelta al compartimiento de digestión, no requiere cualquier medida, desde que sean atendidas las siguientes directrices básicas:

- a) Instalación de deflectores, localizados inmediatamente debajo de las aberturas para el decantador, de forma a permitir la separación de biogás y propiciar que apenas el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Este deflector debe tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm de relación a la abertura para el decantador.
- b) Ejecución de las paredes de compartimiento de decantación con inclinaciones siempre superiores de 45° . Idealmente inclinaciones adoptadas iguales o superiores de 50° .
- c) Adopción de profundidades del compartimiento de decantación en la fase de 1,5 a 2 m.

Figura 6.24. Ejemplos de separadores GSL para reactores UASB

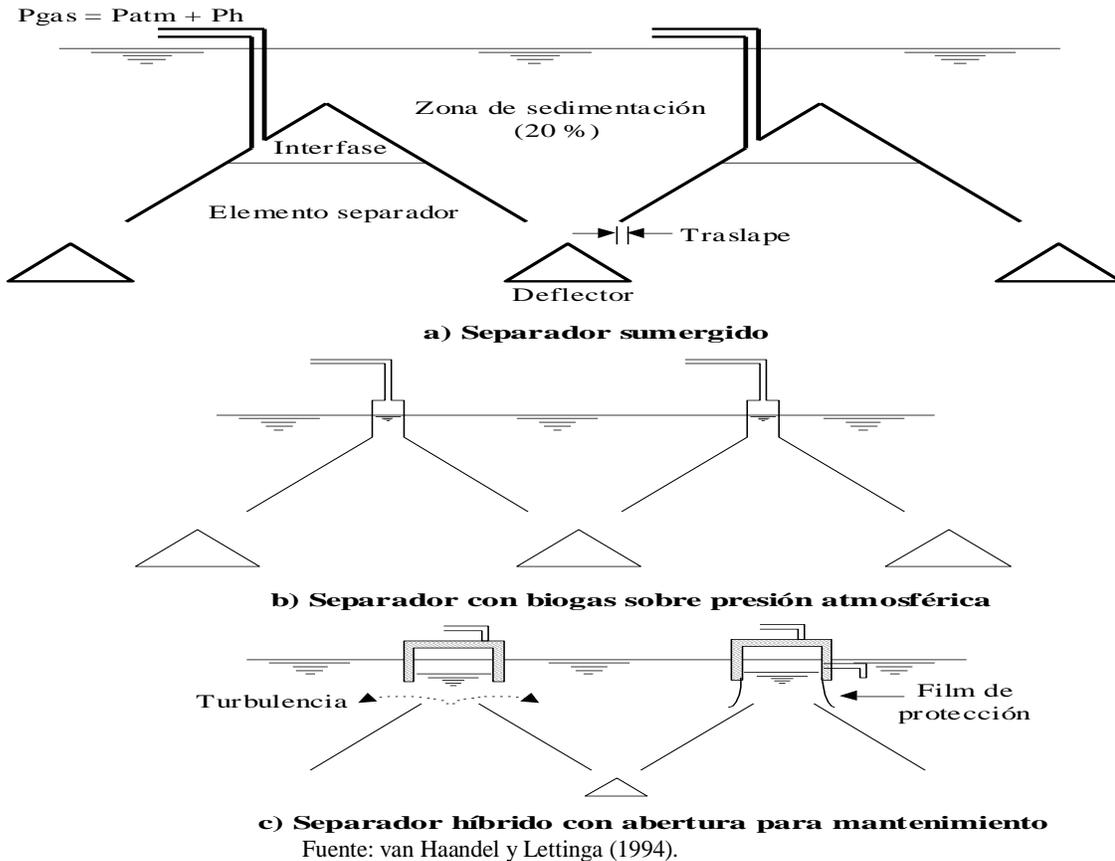


Tabla 6.23. Principales objetivos del separador GSL de un reactor UASB tratando ARD

1. Separar y descargar el biogás producido en el reactor.
2. Prevenir, tan eficientemente como sea posible el lavado de la materia bacterial viable.
3. Permitir que el lodo se deslice dentro del compartimento de digestión.
4. Servir como una especie de barrera para una rápida y excesiva expansión del manto de lodos (que está compuesta por lodo floculento) dentro del sedimentador.
5. Proveer un efecto de "Pulimento".
6. Prevenir el lavado del lodo granular flotante.

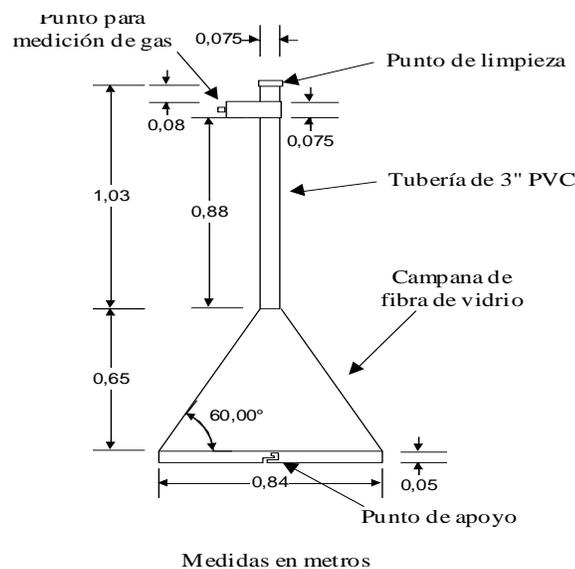
Fuente: Lettinga y Hulshoff (1995a)

Tabla 6.24. Resumen de guías para el diseño del dispositivo separador GSL

1. El ángulo de la parte baja del sedimentador (pared inclinada del colector de gas) debe estar entre 45-60°.
2. El área superficial de las aberturas entre los colectores de gas debe ser de 15-20% del área superficial del reactor.
3. La altura del colector de gas debe estar entre 1.5-2 metros de la altura de un reactor de 5-7 metros.
4. Una interface líquido-gas debe ser mantenida en el colector de gas para facilitar la descarga y recolección de las burbujas de gas y para combatir la formación de una capa espumosa.
5. El traslape de los baffles instalados debajo de la apertura debe ser de 10-20 cm. con el fin de evitar que las burbujas de gas ascendentes entren al compartimento de sedimentación.
6. Generalmente los baffles de la capa espumosa deben instalarse al frente de los vertederos del efluente.
7. El diámetro de los conductos de salida de gas deben ser suficientes para garantizar la fácil remoción del biogás de la campana de recolección de gas, particularmente en el caso de formación de espuma.
8. En la parte de arriba de la campana de gas, se deben instalar boquillas rociadoras antiespumantes en el caso de tratamiento de aguas residuales con alto contenido de espuma.

Fuente: Lettinga y Hulshoff (1995a)

Figura 6.25. Separador GSL



Fuente: Lettinga y Hulshoff (1995a)

Figura 6.26. Separador GSL



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

6.7.6. Eficiencias del sistema

6.7.6.1. Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

6.7.6.2. Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

Y se lo debe corregir ya que la fórmula es para una temperatura de 30°

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (°C)

E₃₀= eficiencia de proceso para temperatura a 30 °C

T= Temperatura de operación (°C) = Temperatura crítica

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

6.7.6.3. Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

6.7.7. Dispositivos de distribución del afluente y colecta del efluente

El sistema de distribución de la alimentación constituye una parte crucial del reactor UASB. Para usar la capacidad del lodo retenido en el reactor, es importante realizar un contacto óptimo entre lodo y agua residual, previniendo la canalización a través del manto de lodos o evitando la formación de zonas muertas en el reactor.

Según Vieira (1989), dos aspectos deben ser considerados en la concepción del sistema de alimentación: una mínima cantidad de puntos de distribución por área y la posibilidad de verificar obstrucciones y mantener cada punto individualmente. Algunas guías tentativas para el número requerido de puntos de alimentación en un reactor UASB y la capacidad de diseño se presentan en la Tabla 6.22.

Respecto al sistema de captación del efluente del proceso, van Haandel y Lettinga (1994), indican que el objetivo principal es colectar uniformemente el agua residual tratada por la parte superior del reactor UASB. Sin embargo el diseño específico dependerá de las características particulares de cada caso.

Tabla 6.25. Guías para determinar el número de puntos de alimentación en un reactor UASB

Tipo de lodo	Área (m ²) por punto de alimentación
Lodo floculento denso (> 40 Kg SD/m ³)	1, para cargas < 1-2 Kg DQO/m ³ .día 5, para cargas > 3 Kg DQO/m ³ .día
Lodo floculento fino (< 40 Kg SD/m ³)	1, para cargas de 1-2 Kg DQO/m ³ .día
Lodo granular espeso	

Fuente: Lettinga *et. al.* (1995)

6.7.8. Dispositivos especiales.-

Existen dispositivos especiales que pueden ser incluidos en el proceso de tratamiento de aguas residuales mediante reactores UASB. A continuación se mencionan algunos de ellos:

- **Puntos de muestreo de lodo:** Pueden ser instalados a diferentes profundidades para la obtención de perfiles de concentración de lodos y calidad de lodo, son importantes para conocer el desempeño del reactor y decidir sobre la descarga de lodo de exceso (van Haandel y Lettinga, 1994).
- **Dispositivo para descarga de lodo:** Se debe prever en el diseño la remoción de lodo de exceso del reactor, generalmente una buena altura para la descarga del lodo es la mitad de la altura del reactor, aunque es recomendable equipar otros puntos (Lettinga *et. al.*, 1989).
- **Dispositivo de recolección de gas:** Este dispositivo debe remover el biogas producido en el reactor y mantener un nivel constante de la interface líquido-gas.

6.8. PRODUCTOS SECUNDARIOS

En el tratamiento anaerobio de ARD con un reactor UASB se producen dos productos secundarios:

- **Biogás:** En algunas situaciones el valor calorífico del gas es insuficiente debido al alto contenido en CO₂. Se puede afirmar de manera general que la composición del biogás es cerca del 70% en CH₄ y 30% en CO₂, con trazas de H₂S, nitrógeno, hidrógeno y oxígeno (Mansur, 1985).
- **Lodo:** El lodo proveniente de un reactor UASB puede tener un valor económico como es el caso del lodo granular. Alternativamente el lodo se puede usar como abono para cultivos. De no ser así se deben disponer de los lodos en exceso. Por economía de transporte el mínimo tratamiento es su deshidratación. En países tropicales el empleo de lechos de secado es factible (van Haandel *et. al.*, 1998e,f), existiendo también otros procesos de tratamiento para la disposición de los lodos (Stoll y Parameswaran, 1996)

6.9. OPCIONES PARA LA DEGRADACIÓN DEL MATERIAL ORGÁNICO

Básicamente existen cuatro opciones para la degradación o no del material orgánico (DQO) en los sistemas de tratamiento (van Haandel & Lettinga, 1994):

- Conversión en lodo (proceso anabólico o de absorción)
- Conversión en metano (proceso catabólico fermentativo)
- Mineralización a través de la oxidación (catabolismo oxidativo)
- Permanencia en la fase líquida (descarga en el efluente)

6.10. CONSTRUCCIÓN DEL REACTOR UASB Y DE LA INFRAESTRUCTURA AUXILIAR

La etapa de construcción de la infraestructura auxiliar y del reactor UASB, puede presentarse en la siguiente secuencia de etapas:

- | Levantamiento topográfico en el área seleccionada para la construcción.
- | Excavación del terreno para el emplazamiento del reactor.
- | Recubrimiento con mampostería de las paredes internas de la excavación.
- | Instalación de las anillas de cemento en el interior de la excavación.
- | Fijación de la estructura de anillas mediante acumulación de grava en los intersticios entre las anillas de cemento y la pared de mampostería.
- | Construcción de las cámaras de inspección y de las nuevas líneas de alcantarillado.
- | Instalación de la escalera de acceso a la cámara de inspección del reactor.
- | Recubrimiento interior del reactor con una estructura de ferro cemento de 4 cm.
- | Instalación de los puntos de muestreo a lo largo de la altura del reactor.
- | Construcción de la cámara desarenadora-homogeneizadora.
- | Instalación del sistema de alimentación, bypass y de conducción del efluente.
- | Instalación de la tubería de conexión entre los pozos de sedimentación-absorción.
- | Construcción del sistema de infiltración para el efluente del reactor UASB.
- | Recubrimiento de la pared interior con pintura impermeabilizante.
- | Construcción del borde superior del reactor e instalación de tapas metálicas.

En la práctica del tratamiento anaerobio de aguas residuales se ha encontrado que la corrosión es el mayor problema en el mantenimiento de la planta. Los principales precursores de la corrosión del material son CO_2 y H_2S .

Se ha encontrado que la sobresaturación del contenido del reactor con CO_2 es la causa de la corrosión del concreto. El CO_2 causa la dilución del calcio del concreto y así su debilitamiento. Se ha sugerido que la calidad del concreto influye fuertemente en la susceptibilidad al ataque por CO_2 . El H_2S es el componente que causa los más grandes problemas de corrosión (gas formado en el proceso anaerobio que en contacto con el aire se oxida a H_2SO_4).

Para el uso de materiales resistentes a la corrosión se establece que la sensibilidad de un cierto material de construcción a la corrosión puede depender de la aplicación. En la selección de materiales de construcción para una planta de tratamiento, esto debe ser tomado en cuenta, considerando además que el uso de materiales muy resistentes resulta generalmente muy costoso. Un diseño apropiado entonces, busca un óptimo en el uso de materiales resistentes a un bajo costo.

6.11. PUESTA EN MARCHA DE UN REACTOR UASB

La puesta en marcha de un reactor anaerobio frecuentemente se considera como una de las principales desventajas del tratamiento anaerobio. Debido a la lenta velocidad de crecimiento de los organismos metanogénicos y la formación de lodo granular (Imai, 1997). El arranque del proceso utilizando inóculo inadaptado o sin utilizar inóculo, generalmente toma un largo período de tiempo. Sin embargo una vez que arranca, puede ser para siempre.

En general la puesta en marcha del reactor UASB procede rápida y fácilmente cuando el inóculo manejado es más adaptado a la composición del agua residual. Reactores de flujo ascendente, empleando inóculo inadaptado como el lodo digerido, normalmente necesitan de dos a más de seis meses, dependiendo de la calidad del inóculo y de las características del agua residual.

La duración del período de puesta en marcha es definida como el tiempo necesario para obtener una calidad de efluente constante y una masa de lodo que no varía ni cualitativamente ni cuantitativamente con el tiempo. Naturalmente esa acumulación está limitada por el tamaño físico del reactor y en algún momento después de iniciada la puesta en marcha, el lodo comenzará a aparecer en el efluente del reactor en la forma de partículas sedimentables.

6.11.1. Arranque del reactor UASB

1.-Selección del lodo a usarse como inóculo, mediante pruebas de Actividad metanogénica específica y Sedimentabilidad.

2.-Inoculación del reactor UASB.

6.11.2. Puesta en marcha del reactor UASB

Según Hulshoff (1987), entre los factores que pueden influir en el período de tiempo requerido para el arranque se pueden mencionar cuatro de mayor importancia:

1. La calidad de la semilla de lodo.
2. El contacto del agua residual con el lodo.

3. Una posible inhibición o escasez de nutrientes esenciales.
4. La tasa a la cual ocurre la pérdida de lodo (biomasa) del reactor.

6.11.3. Inoculación del reactor UASB

La inoculación de un reactor UASB puede ser muy sencilla. Inicialmente no son necesarias condiciones estrictas de anaerobiosis. Si el agua no está en condiciones anaerobias, éstas se alcanzan el primer día, debido al consumo de oxígeno de las bacterias presentes en el inóculo (Hulshoff, 1987).

El inóculo del reactor debe tener alguna actividad metanogénica. Cuanto mayor sea la actividad metanogénica, más corto será el período de arranque. La intención es hacer crecer las bacterias metanogénicas, pues estas están en muy pequeña concentración en el inóculo. El uso de lodo proveniente de un reactor anaerobio es, por supuesto, altamente recomendable. Si este no está disponible se debe elegir algún tipo de inóculo que contenga gran cantidad de MO en condiciones anaerobias, tal como estiércol de vaca u otros estiércoles e incluso lodo doméstico.

6.12. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN DE UN REACTOR UASB

La evaluación de un reactor UASB requiere la obtención de parámetros considerados de control, en función de los cuales se puede determinar las eficiencias de remoción de los mismos, con la finalidad de determinar el desempeño del reactor.

Los parámetros utilizados en la evaluación del funcionamiento de reactores UASB, se pueden dividir, en dos tipos: Principales y Auxiliares. Los considerados principales son la DQO, DBO, pH, Alcalinidad y los ST. Los parámetros auxiliares pueden ser: Parámetros de cuantificación de microorganismos (Coliformes fecales, Colifagos), parámetros que indican la presencia y cantidad de los nutrientes (Nitrógeno amoniacal, Nitrógeno total, fósforo).

La DQO (total y filtrable) y los ST son considerados como parámetros importantes para la evaluación del desempeño de los reactores UASB.

El seguimiento al funcionamiento del reactor UASB puede ser realizado también mediante otros parámetros que permiten evaluar las características del funcionamiento del mismo, los cuales pueden ser: los SF, SST, SSV, SFF, SVF, SFT, SVT, Color, Turbiedad, Salinidad, Conductividad, sulfuros, producción de gas metano, etc.

6.13. BIÓFILTRO PERCOLADOR

Los lechos percoladores o filtros biológicos tienen la función de degradar biológicamente contaminantes presentes en el agua residual, tanto en solución como en suspensión.

Del total de la DBO que tiene el agua residual, en la sedimentación, apenas con los sólidos sedimentables a dos horas, separamos del 30 al 50 % de ésta carga, inclusive se puede llegar a un 60 %. El resto no es posible separarlo porque está en solución o en estado coloidal. La materia orgánica se degrada mediante degradación aeróbica y esa materia suspendida se transforma en sedimentable, separándose en el sedimentador secundario (clarificador).

Consta básicamente de un manto soporte de piedras o material sintético. Son piedras de 3 a 5 cm o trozos de plástico, y de un sistema de distribución del líquido sobre la superficie del lecho. Este sistema de distribución se realiza desde un mástil central que hace de sostén para los brazos giratorios y la columna central de ingreso del líquido. El fondo del lecho percolador está constituido por el sistema de drenaje y ventilación del lecho.

En el lecho percolador, los microorganismos, están adheridos a la superficie de las piedras del lecho percolador, formando un gelatina (zooglea). El líquido percola y los microorganismos degradan la materia orgánica que contiene.

Los lechos se pueden adaptar al tratamiento secundario de un efluente doméstico o mezclarse con efluentes industriales, preferentemente orgánicos, que no contengan inhibidores del proceso biológico.

Los lechos se clasifican según su carga hidráulica, carga orgánica y la recirculación:

- Carga hidráulica: es el volumen total de líquido incluyendo la recirculación aplicado al lecho por día y por unidad de superficie.
- La carga orgánica C_v o volumétrica: es la cantidad de DBO en peso (peso de la DBO), aplicado diariamente por unidad de volumen de piedra. $C_v = V_g \cdot DBO / m \text{ piedra} \cdot \text{día}$.

En función de la DBO del líquido efluente se puede sacar la carga de la DBO del líquido que llega.

- Recirculación: es el retorno de una parte del líquido que ha pasado por el lecho.

Caudal recirculado (Q_r), Coeficiente de recirculación ($r = Q_r / Q_a$), Caudal Afluente (Q_a).

En los lechos se recircula el líquido para mantener un caudal más uniforme y para hacer pasar más de una vez la carga orgánica sobre el manto y aumentar la eficiencia del tratamiento, principalmente.

La norma ATV-281 establece que si la DBO es menor a 150 mg/l la recirculación es nula

6.13.1. Dimensionamiento de biófiltró percolador

Para el dimensionamiento de los biófiltró Percoladores se utilizan dos métodos de cálculo:

- Norma Alemana ATV-281
- Norma USA del NRC

El método más utilizado y aconsejable es de la norma alemana ATV-281

6.14. CLARIFICADOR O DECANTADOR SECUNDARIO

La norma ATV-281 establece que al construir un Biófiltró Percolador obligatoriamente debe ir acompañado de un clarificador.

La decantación secundaria del efluente del reactor biológico es necesaria para separar el agua tratada de la biopelícula desprendida (o fango en exceso).

El bombeo solo si es necesario, dependiendo de la topografía del lugar.

6.15. COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Por razones obvias, el costo de inversión inicial es considerado como uno de los elementos más importantes para seleccionar un proceso; sin embargo, siempre debe estar íntimamente relacionado con los costos de operación y mantenimiento, en un horizonte de largo plazo correspondiente con la vida útil de la planta de tratamiento.

Se deberá favorecer la aplicación de aquel proceso que, cumpliendo con una calidad de agua exigida, posea el más bajo costo de inversión, pero sobre todo aquel que contenga el más bajo costo de operación y mantenimiento pues se ha visto que este rubro es el aspecto limitante más importante para obtener continuidad en el tratamiento del agua.

El hecho de que los periodos de la administración municipal en varios países sean relativamente cortos hace que los sistemas de agua y saneamiento enfrenten la periódica pérdida de conocimiento y experiencia, además de repetir la negociación de sus presupuestos anuales. Tal situación se ve agravada por la frecuente ausencia de planeación a mediano y largo plazo en el ámbito de los gobiernos municipales, lo que ocurre en nuestro país Bolivia. En este mismo sentido, no solamente es necesario prever los recursos económicos para la operación y el mantenimiento de las plantas de tratamiento sino también la existencia de repuestos o refacciones de los equipos y la disponibilidad de apoyo técnico para dar mantenimiento preventivo o correctivo a sus equipos. Ello, evidentemente, está relacionado y depende del tipo de tecnología y equipamiento que se seleccione.

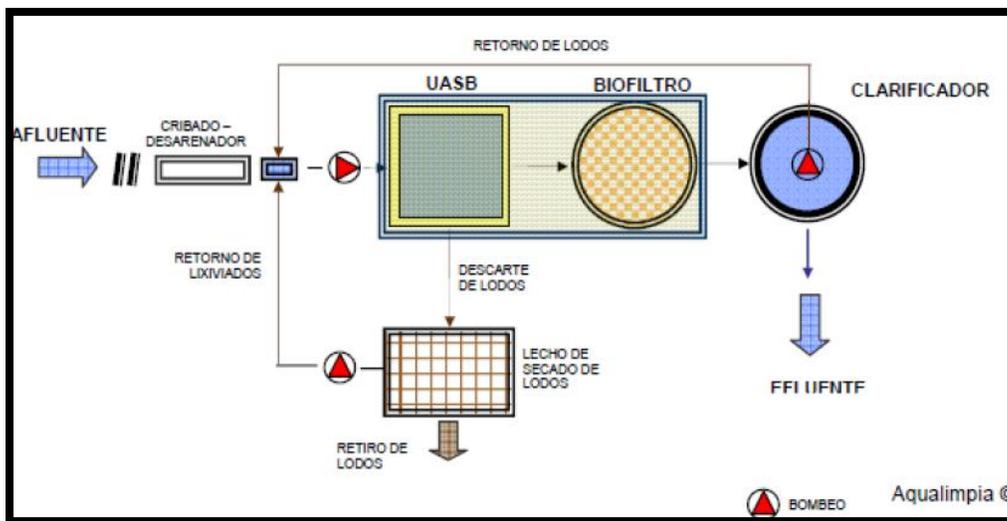
Tabla 6.26. Tabla de gastos generados en la operación y mantenimiento de la planta

GASTOS EN INSUMOS	
Cloro	510
Agua potable	40
Energía eléctrica	80
GASTOS EN MANO DE OBRA	
Sueldo operador Bs	2700
TOTAL	3330 Bs

Fuente: Elaboración propia

Los gastos totales de insumos y mano de obra ascienden a 3420 Bs, lo que significa un costo de operación y mantenimiento de 19,40 Bs/familia/mes.

Figura 6.27. Esquema de la planta de tratamiento compacta



Fuente:
Azevedo Netto
1981
Tabla 6.27. Eficiencias de la planta

a de tratamiento compacta

Parámetro	Desagüe	Preliminar y primario	Reactor anaerobio Retiene:	Trat.secundario filtro percolador Retiene:	Valor efluente	Posibilidad de reúso
DBO	400-250 mg/l	15% 340-225	55%-75% Sale:165-120 mg/l	83%-95% 30-10 mg/l	10 a 25 mg/l	Ok
TSS	150-190 mg/l	30% 80-120 mg/l	50%-60% 50-85 mg/l	70%-95% <30 mg/l	20 a 30 mg/l	Ok
				0-2Log.de		

CF	$10^8 - 10^7$ NPM/100 ml	-	90% $10^7 - 10^6$ NPM/100ml	magnitud $10^7 - 10^5$ NPM/100ml	$10^7 - 10^5$ NPM/100ml	Desinfección o lagunas
----	--------------------------------	---	-----------------------------------	--	----------------------------	---------------------------

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

CAPÍTULO VII

DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

7.1 TRATAMIENTOS PRELIMINARES

Las normas internacionales establecen que $Q \geq 250$ L/s debe tener remoción mecánica.

En nuestro caso:

- El tratamiento utilizará rejillas de remoción manual.

7.1.1 Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual

Para el diseño del canal de entrada se considera el caudal máximo que puede tenerse en la planta de tratamiento, caudal máximo horario.

La velocidad de entrada varía entre 0.3 m/s (reja limpia) a 0.6 m/s (reja obstruida).

DATOS

- $Q_{max-hor} = 7,003 \frac{L}{s} = 0,007003 \frac{m^3}{s}$
- $V = 0,3$ m/s (velocidad de entrada asumida).
- Área libre entre las barras para la velocidad de entrada.

$$A_L = \frac{Q}{V}$$

$$A_L = \frac{0,007003 \text{ m}^3/s}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$A_L = 0,024 \text{ m}^2$$

El tirante de agua del canal de la reja de barras será:

$$h_a = \frac{A_L}{b}$$

$$h_a = \frac{0,024m}{0,3m}$$

$$h_a = 0,08m$$

Donde:

b= Ancho del canal (m)

ha= Tirante de agua máximo del canal (m)

Según el “Reglamento técnico de diseño para unidades de tratamiento no mecanizadas para aguas residuales, norma boliviana DINASBA”, recomienda utilizar un borde libre (ho) de 0.20 a 0.25 metros.

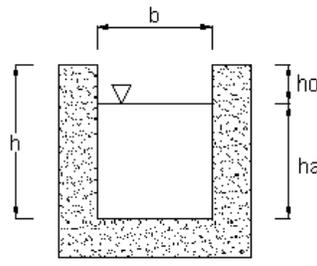
Por lo que la altura total h (m) del canal de rejilla de barras será:

$$h = h_a + h_o$$

$$h = 0,08 + 0,20$$

$$h = 0,28m = 0,30m$$

Figura 7.1 Sección transversal del canal de rejillas



Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

- Pendiente del canal.

Canal de Hormigón Ciclópeo $n = 0.013$

$$S = \left(\frac{V * n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{0,3 \text{ m} * 0,013}{\left(\frac{0,3 \text{ m} * 0,08 \text{ m}}{(0,3 \text{ m} + 2 * 0,08 \text{ m})} \right)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0,00517 \frac{m}{m}$$

- Numero de barras y espacios.

Siguiendo los criterios de diseño de Metcalf y Eddy (tabla 4.5), adoptamos una reja de ¼ pulgadas de espesor y un espaciamiento de 2,5 cm.

Donde:

n = Número de barras.

b_c = Ancho del canal de entrada.

s = espaciamiento entre barra y barra.

e_b = espesor de barra.

$n-1$ = Número de espacios.

$$n = \frac{b_c - s}{s + e_b}$$

$$n = \frac{30 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm}}{2,5 \text{ cm} + 0,635 \text{ cm}}$$

$$n = 8,77 \approx 9 \text{ barras}$$

$n + 1 = 10$ espacios

Por lo tanto:

9 barras de ¼ pulgada
10 espacios de 2,5 cm

- Longitud de barras.

Con una inclinación de 45°

$$L_b = \frac{y_a + BL}{\text{sen } 45^\circ}$$

$$L_b = \frac{0,08 \text{ m} + 0,20 \text{ m}}{\text{sen } 45}$$

$$L_b = 0,329 \text{ m}$$

$$L_b = 0,35 \text{ m}$$

- Velocidad de acercamiento, aguas arriba.

$$V_a = \frac{Q}{(b_c - e_b) * y_a}$$

$$V_a = \frac{0,007003 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,3 \text{ m} - 0,00635 \text{ m}) * 0,08 \text{ m}}$$

$$V_a = 0,30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Área a través de la reja

$$A_r = y_a * (b_c - (N_b * e_b))$$

$$A_r = 0,08 \text{ m} * (0,3 \text{ m} - (9 * 0,00635 \text{ m}))$$

$$A_r = 0,020 \text{ m}^2$$

- Velocidad a través de la reja

$$V_r = \frac{Q}{A_r}$$

$$V_r = \frac{0,007003 \text{ m}^3/\text{s}}{0,020 \text{ m}^2}$$

$$V_r = 0,360 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Pérdida Hidráulica.

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{V_r^2 - V_a^2}{2g}$$

$$h_L = \frac{1}{0,7} * \frac{(0,36 \frac{m}{s})^2 - (0,30 \frac{m}{s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_L = 0,00288 \text{ m}$$

- Pérdida de carga.

La pérdida de carga se la encuentra con la ecuación de Kirchmer.

$$h_f = \beta * \left(\frac{e_b}{s}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V_a^2}{2g} * \text{sen } \varphi$$

Donde:

h_f = pérdida de carga (m)

β = 1,67 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo

e_b = espesor de barra (m)

s = separación entre barras (m)

V_a = Velocidad de aproximación (m/s)

φ = Angulo de la rejilla

$$h_f = 1,67 * \left(\frac{0,635 \text{ cm}}{2,5 \text{ cm}}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,30 \frac{m}{s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} * \text{sen } 45$$

$$h_f = 0,00087 \text{ m}$$

7.1.2 Dimensionamiento del desarenador de flujo horizontal

Tienen por objeto extraer del agua cruda, la gravilla, arena y partículas minerales más o menos finas.

El desarenado se refiere a partículas mayores a 100 micrómetros (0,1 mm) y peso específico de 2 650 kg/m³.

- Condiciones de diseño

Velocidad horizontal (V_h) = 0,3 m/s (velocidad optima que permite que la arena de 0.1 mm.

Se sedimente, Metcalf – Eddy)

Longitud del desarenador (L) = de 3 a 25 m

Base del desarenador = Base del canal de entrada = 0,3 metros

- Tirante máximo (y_{max})

$$y_{max} = \frac{Q}{V_h * B}$$

$$y_{max} = \frac{0,007003 \text{ m}^3/\text{s}}{0,3 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,3 \text{ m}}$$

$$y_{max} = 0,0778 \text{ m} \approx 0,080 \text{ m}$$

Asumo un borde libre mínimo de:

$$BL = 0,18 \text{ m}$$

- Longitud del desarenador (L)

Considerando un diámetro de arena a remover de 0,1 mm

Tabla 7.1. Diámetros de arena a remover

Diámetro (mm)	1	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01	0.005
Arena (cm/s)	13.94	7.17	2.28	0.67	0.17	0.008	0.002

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

$$V_s = 0,67 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0,0067 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$L = \frac{V_h}{V_s} * y_{max}$$

$$L = \frac{0,3 \text{ m/s}}{0,0067 \text{ m/s}} * 0,80 \text{ m}$$

$$L = 3,582 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

La longitud debe estar entre 3 a 25 metros por lo cual cumple.

- Tiempo de retención (t)

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{4 \text{ m}}{0,3 \text{ m/s}}$$

$$t = 13,33 \text{ segundos}$$

El tiempo de retención debe tener un valor entre 15 a 90 segundos por lo cual no cumple.

Por lo tanto se deberá aumentar la longitud a $L=5m$

$$t = \frac{L}{V_h}$$

$$t = \frac{5 m}{0,3 m/s}$$

$$t = 16,67 \text{ segundos}$$

- Relación Largo/ancho

$$\frac{L}{a} = \frac{5 m}{0,3 m} = 16,67$$

La relación entre largo y ancho debe tener los valores entre 10 y 20, lo cual cumple.

- Canal colector de arena

$L= 5$ metros

Asumo:

Ancho de canal de arena (b)= 0,15 m

Profundidad de canal de arena (h) = 0,15 m

- ✓ Volumen de canal de arena.

$$V = b * L * h$$

$$V = 0,15 m * 5 m * 0,15 m$$

$$V = 0,1125 m^3$$

- ✓ Volumen producido de arena.

Se estima que el volumen de arena será de $0,03 m^3$, por cada $1000 m^3$ de agua residual tratada.

$Q=605,059 m^3/día$

$0,03 m^3$ arena _____ $1000 m^3$ agua residual

$X m^3$ arena _____ $605,059 m^3/día$ agua residual

$$V = \frac{605,059 \frac{m^3}{día} * 0,03 m^3}{1000 m^3}$$

$$V = 0,0182 \frac{m^3}{día} \text{ de arena}$$

- ✓ Número de días en que se llena el canal.

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{\text{Vol. canal de arena}}{\text{Vol. producción de arena}}$$

$$N^{\circ} \text{ de días} = \frac{0,1125 \text{ m}^3}{0,0182 \text{ m}^3}$$

$$N^{\circ} \text{ de días} = 6,181 \text{ días}$$

$$N^{\circ} \text{ de días} = 6,5 \text{ días}$$

- ✓ Transición de entrada

Ancho de desarenador = 0,3 metros como se debe construcción 2 desarenadores en paralelo y el espesor de pared es de 0,15 metros se tiene un ancho total de 0,75 metros.

Entrada

$$L_{\text{transición}} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transición}} = \frac{0,75 \text{ m} - 0,3 \text{ m}}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transición}} = 1,01 \approx 1 \text{ metro}$$

Salida

$$L_{\text{transición}} = \frac{B - b}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transición}} = \frac{0,75 \text{ m} - 0,403 \text{ m}}{2 * \tan(12^{\circ}30')}$$

$$L_{\text{transición}} = 0,78 \approx 0,8 \text{ metros}$$

7.1.3 Diseño del canal Parshall

Se tiene la siguiente relación:

$$2w = b_c$$

$$w = \frac{0,3 \text{ m}}{2} = 0,15 \text{ m} \approx 6 \text{ pulgadas}$$

Donde:

w= ancho de la garganta del canal Parshall

bc= ancho del canal del desarenador

Ha= Tirante de agua del desarenador

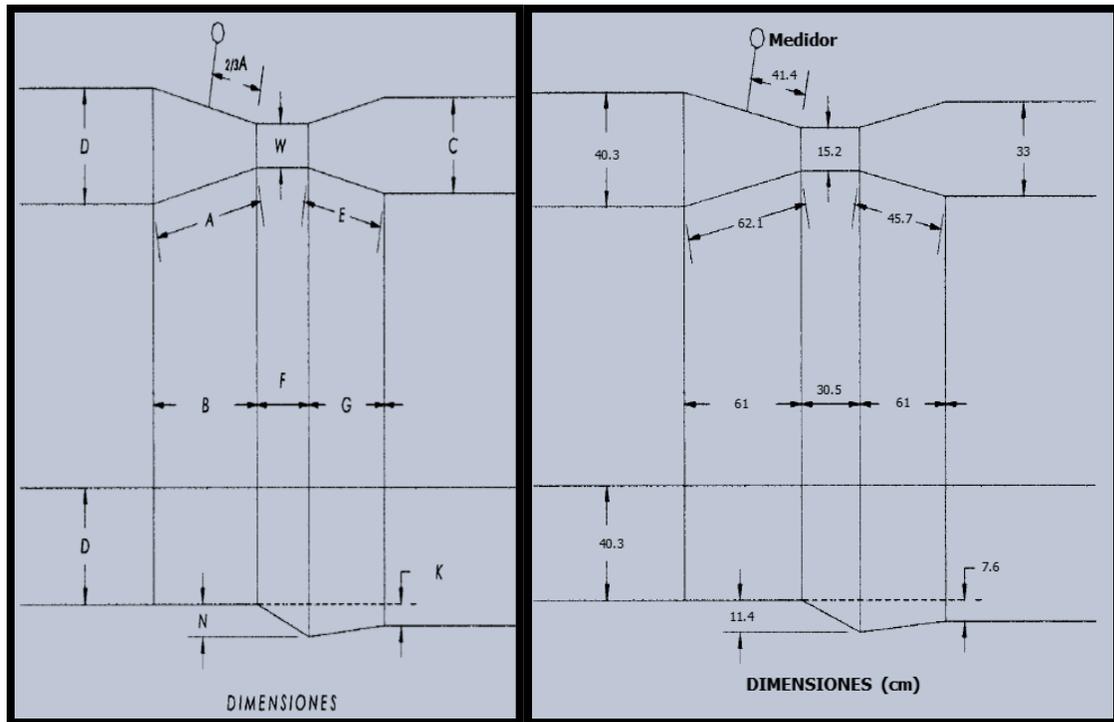
Para un ancho de garganta $w = 6''$ se obtiene:

Tabla 7.2. Dimensiones del canal parshall

W	A cm	B Cm	C Cm	D cm	E Cm	F Cm	G cm	K cm	N cm	
6''	15.2 cm	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4

Fuente: Azevedo Netto

Figura 7.2. Dimensiones del canal parshall



$$K = 0,381$$

$$n = 1,58$$

$$Q = K * (H_a)^n$$

$$Q = 0,381 * (20 \text{ cm})^{1,58}$$

$$Q = 43,31 \frac{L}{s}$$

7.1.4 Diseño del desgrasador

Para:

Base = 0,4 m (ancho de salida del parshall)

H orificio = 0,06 m

$$Q = 0,07003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_d = 0,7$$

$$Q = C_d * A * \sqrt{2gh}$$

$$h = \left(\frac{Q}{C_d * A * \sqrt{2gh}} \right)^2$$

$$A = 0,4 \text{ m} * 0,06 \text{ m} = 0,024 \text{ m}^2$$

$$h = \left(\frac{Q}{C_d * A * \sqrt{2g}} \right)^2$$

$$h = \left(\frac{0,007003 \text{ m}^3/\text{s}}{0,7 * 0,024 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,81}} \right)^2$$

$$\Delta h = 0,00886 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,007003 \text{ m}^3/\text{s}}{0,024 \text{ m}^2} = 0,292 \text{ m/s}$$

Velocidad recomendable 0,25 m/seg

Vertedero de pared gruesa (Para controlar el caudal de ingreso al reactor UASB)

$$Q = 1,7 * b * h^{\frac{3}{2}}$$

Si:

$$B = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$Q = 0,007003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

7.1.5 Diseño del canal principal y secundario de distribución

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

n = 0,013 Hormigón Ciclópeo

CANAL PRINCIPAL

Caudal (Q) = 0,007003 m³/s

Pendiente = 0,0015 m/m

Base= 0,3m

Tirante de agua (y)= 0,095 m

CANALES SECUNDARIOS

Caudal (Q) = 0,00175 m³/s

Pendiente = 0,0015 m/m

Base= 0,2 m

Tirante de agua (y)= 0,056m

VERTEDERO TRIANGULAR (90°) (Para controlar el paso del agua desde el canal secundario a los tubos distribuidores).

$$Q = K * H^{\frac{3}{2}}$$

Para: ángulo de 90°

$$K=1.386$$

$$Q = 1,386 * H^{\frac{3}{2}}$$

Para un $Q = 0,00044 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H=0,0047 \text{ m}$$

ORIFICIO SUMERGIDO (Para controlar el ingreso del caudal del canal principal a Los canales secundarios).

Velocidad máxima= 0,25 m/s

Para una altura $h= 0,05 \text{ m}$

$$V = \frac{Q}{b*h} = \frac{0,00175}{0,2*0,05} = 0,175 \text{ m/s CUMPLE;}$$

7.2 TRATAMIENTO PRINCIPAL

7.2.1 Reactor UASB

Se diseña una unidad compacta para el digester UASB y el Biófiltró. De esta forma permite el ahorro de espacio y costos de construcción.

Para el procedimiento se aplica los mismos procedimientos que para las plantas modulares, el clarificador y el lecho de secado de lodos se diseñan como unidad separada siguiendo los parámetros de diseño y características.

- Diseño del Reactor UASB

El caudal de diseño a partir del tratamiento principal es el caudal medio diario

$$Q = 3,416 \frac{L}{s} = 295,142 \frac{m^3}{dia}$$

Del caudal medio se puede encontrar el caudal máximo que es el doble y el caudal mínimo que es la mitad

$$Q_{min} = 1,708 \frac{L}{s} = 147,571 \frac{m^3}{dia}$$

$$Q_{max} = 6,832 \frac{L}{s} = 590,284 \frac{m^3}{dia}$$

Para el diseño del reactor UASB primero es necesario controlar algunos parámetros de la calidad del agua residual para su correcto tratamiento, por lo cual tomaremos los valores máximos de concentración de agua residual de las lagunas de San Luis registradas en el año 2014, (ver anexo G).

Por lo tanto:

DQO = 734,38 mg/l Demanda química de oxígeno

DBO = 400 mg/l Demanda biológica de oxígeno

SST = 344 mg/l Solidos suspendidos totales

N = 85 mg/l Nitrógeno total

SO₄ = 50 mg/l Sulfatos

P = 15 mg/l Fosforo Total

Para el caso de la temperatura se adoptara el valor más crítico, es decir la más baja

T = 17 °C

pH = 7,5 está dentro del rango (6,5 a 7,5) pH optimo

✓ Geometría del reactor

Altura del reactor = Se recomienda de 4 a 6 m

Borde libre sobre las tuberías = 0,5 m

Adopto una altura de 5,5 m y un borde libre de 0,5 m

Altura total del reactor:

$$H_T = h + BL$$

$$H_T = 5,5 m + 0,5 m$$

$$H_T = 6 \text{ metros}$$

✓ Carga orgánica volumétrica (COV)

$$COV = \frac{Q * C}{V}$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica, oscila entre 2,5 – 3 Kg DQO/ m³*d

Para agua residual domestica COV= 2,5 Kg DQO/ m³*d

Q = Caudal de diseño (m³/d)

C = Concentración de contaminantes DQO afluente (Kg DQO/ m³)

V = Volumen útil del digestor (m³)

$$V = \frac{Q * C}{COV}$$

$$V = \frac{295,142 \frac{m^3}{dia} * 0,734 \frac{Kg DQO}{m^3}}{2,5 \frac{Kg DQO}{m^3 * d}}$$

$$V = 86,654 m^3$$

✓ Área de un reactor superficial

$$A = \frac{V}{H}$$

$$A = \frac{86,654 m^3}{5,5 m} = 15,755 m^2$$

✓ Dimensiones del Reactor UASB

Asumo un ancho de 4 m.

$$Largo = \frac{Area}{Ancho}$$

$$Largo = \frac{15,755 m^2}{4m} = 3,939 = 4 m$$

Por lo tanto las dimensiones del reactor serán:

Ancho = 4 m
Largo = 4 m
Alto = 5.5 m

✓ Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Donde:

V = Volumen útil del reactor (m^3)

Q = Caudal de diseño (m^3/d)

$$TRH = \frac{86,654 m^3}{295,142 m^3/dia}$$

$$TRH = 0,294 dias = 8 horas$$

TRH=8,5 horas (Adoptado por mayor seguridad)

Temperatura en las lagunas = 17 °C

Para el caudal con una temperatura de 17°C, el tiempo de retención hidráulica debe tener un valor mayor a 7 o 9 horas por lo que en nuestro caso cumple.

✓ Carga hidráulica Volumétrica (CHV)

$$CHV = \frac{Q}{V}$$

$$CHV = \frac{295,142 m^3/dia}{86,654 m^3}$$

$$CHV = 3,406 \frac{m^3}{m^3 * dia}$$

La carga hidráulica volumétrica debe tener un valor menor a $5 \frac{m^3}{m^3 * dia}$, lo cual cumple.

✓ Carga Biológica o carga de lodo (CB)

$$CB = \frac{Q * C}{M}$$

Donde:

Q = caudal de diseño ($m^3/día$)

C = Concentración de DQO ($Kg DQO/m^3$)

M = Masa de microorganismos presentes en el reactor ($Kg SVT/m^3$)

CB = Carga biológica ($kg DQO/kg SVT * día$)

Experiencias indican un CB = 0,3 kg DQO/kg SVT* día

$$M = \frac{Q * C}{CB}$$

$$M = \frac{295,142 \frac{m^3}{\text{día}} * 0,734 \frac{Kg DQO}{m^3}}{0,3 \frac{Kg DQO}{Kg SVT * dia}}$$

$$M = 722,114 Kg SVT/m^3$$

✓ Velocidad superficial de flujo o velocidad ascensional.

$$V = \frac{H}{TRH}$$

$$V = \frac{5,5 m}{8,5 h}$$

$$V = 0,647 m/h$$

La velocidad ascensional debe tener un valor entre 0,5 a 0,7 m/h para el caudal medio.

✓ Área de influencia de cada distribuidor.

Para una carga orgánica aplicada de 2,5 Kg DQO/m³*d y tipo de lodo granular

$$A_d = 1 m^2$$

Para el lodo de tipo granular como es en nuestro caso debido a que los SS > 40KgSS/m³ y una carga orgánica volumétrica(COV) que esta entre 2 y 4KgDQO /m³*d, en nuestro caso se asumió una COV de 2,5 KgDQO/m³*d,

el

Área de influencia de cada distribuidor debe estar entre 0,5 y 2 m².

✓ Numero de distribuidores.

$$N_d = \frac{A}{A_d}$$

$$N_d = \frac{16 m^2}{1 m^2}$$

$$N_d = 16 \text{ Distribuidores}$$

4 filas y 4 columnas

✓ Eficiencia DQO

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * TRH^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 100 * (1 - 0,68 * 8,5 \text{ horas}^{-0,35})$$

$$DQO(\%) = 67,85$$

$$DQO_{salida} = (1 - 0,68) * 734,38 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DQO_{salida} = 235,00 \text{ mg/L}}$$

✓ Eficiencia DBO

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * TRH^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 100 * (1 - 0,7 * 8,5 \text{ horas}^{-0,5})$$

$$DBO(\%) = 76,10 \% = 77\% \quad \text{Para } T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

Se debe hacer una corrección con la temperatura

$$E = 1 - (1 - E_{30})^{Ct^{(T-30)}}$$

Donde:

E= eficiencia de proceso a una temperatura t (°C)

E₃₀= eficiencia de proceso para temperatura a 30 °C

T= Temperatura de operación (°C) = Temperatura critica= 17 °C

Ct= Coeficiente de temperatura (1,02 – 1,04)

$$E = 1 - (1 - 0,77)^{1,03^{(17-30)}}$$

$$E = 0,632407$$

$$DBO_{salida} = (1 - 0,632407) * 400 \text{ mg/l}$$

$$\mathbf{DBO_{salida} = 147,04 \frac{mg}{l}}$$

✓ Eficiencia de Sólidos en suspensión (SS)

$$SS = \frac{250}{TRH (h)} + 10$$

$$SS = \frac{250}{8,5 \text{ h}} + 10$$

$$\mathbf{SS = 39,41 \frac{mg}{L}}$$

$$SS_{\text{ingreso}} = 344 \text{ mg/l}$$

$$SS_{\text{salida}} = 39,41 \text{ mg/l}$$

$$Eficiencia = \frac{(344 - 39,41) \text{ mg/L}}{344 \text{ mg/l}}$$

$$Eficiencia = 0,886 = 89 \%$$

- ✓ Estimación de la producción de Biogás

$$DQO_{CH_4} = Q (DQO_{Aflu} - DQO_{Eflu}) - Y_{Lodo} * Q * DQO_{Aflu}$$

Donde:

Y_{Lodo} = Coeficiente de producción de sólidos en el sistema

$$Y_{Lodo} = 0,11 \text{ a } 0,23 \text{ Kg DQO}_{lodo} / \text{Kg DQO}_{aplicada} = 0,27$$

DQO_{Aflu} = Demanda química de oxígeno del afluente (Kg/m^3)

DQO_{Eflu} = Demanda química de oxígeno del efluente (Kg/m^3)

Q = Caudal de diseño ($\text{m}^3/\text{día}$)

DQO_{CH_4} = Carga convertida en metano ($DQO_{CH_4}/\text{día}$)

$$DQO_{CH_4} = 295,142 (0,734 - 0,2412) - (0,27 * 295,142 * 0,734)$$

$$DQO_{CH_4} = 86,885 \text{ Kg } DQO_{CH_4} / \text{día}$$

- ✓ Producción volumétrica del metano

$$K_{(t)} = \frac{P * K}{R * (273 + T)}$$

Donde:

K_t = Factor de corrección para temperatura

P = Presión atmosférica

K = DQO de 1 mol CH_4 = 64 g DQO/mol

R = Constante de gases = 0,08206 at.L/mol. K

T = Temperatura en el digestor

La cota de salida del alcantarillado se encuentra a 1917 m.s.n.m

Por lo tanto su presión atmosférica para esa cota es 0,79 atmosferas.

$$K_{(t)} = \frac{0,79 * 64}{0,08206 * (273 + 17)}$$

$$K_{(t)} = 2,124 \text{ Kg DQO}/\text{m}^3$$

$$V_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K_{(t)}}$$

Donde:

V_{CH_4} = Producción volumétrica de metano ($m^3/día$)

$$V_{CH_4} = \frac{86,885 \frac{DQO_{CH_4}}{dia}}{2,124 \text{ Kg DQO}/m^3}$$

$$V_{CH_4} = 40,906 m^3/dia$$

✓ Producción de Sólidos

$$P_{solido} = Y * Q * DQO_{apl}$$

$$P_{solido} = 0,27 \frac{\text{KgSST}_{lodo}}{\text{Kg DQO}_{apl}} * 295,142 \frac{m^3}{dia} * 0,734 \frac{\text{KgDQO}}{m^3}$$

$$P_{solido} = 58,491 \frac{\text{Kg SST}}{dia}$$

P_{solido} = Producción de sólidos en el sistema (Kg SST/d)

V_{lodo} = Producción volumétrica de lodo ($m^3/día$)

γ = Densidad del lodo = 1020 Kg/m³

C = Concentración de lodo (3 - 5 %) = 4%

$$V_{lodo} = \frac{P_{solido}}{\gamma * C}$$

$$V_{lodo} = \frac{58,491 \frac{\text{Kg SST}}{dia}}{1020 \text{ Kg}/m^3 * \frac{4}{100}}$$

$$V_{lodo} = 1,43 \frac{m^3}{dia}$$

✓ Tasa de liberación de gas

$$T_{gas} = \frac{Q_{gas}}{A_i}$$

Donde:

T_{gas} = Tasa de liberación de gas = 1 a 3 o 5 m³/m².d

Q_{gas} = Producción esperada de biogás (m³/h)

A_i = Área de interfase GLS (m²)

$$Q_{CH_4} = 0,75 Q_{biogas}$$

$$Q_{biogas} = \frac{Q_{CH_4}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = \frac{40,906 \text{ m}^3/\text{dia}}{0,75}$$

$$Q_{biogas} = 54,54 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Ancho del reactor = 4 m

No de colectores = 2

Ancho canal colector de biogás = 0,25 m

$$A_i = 2 * 4 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$$

$$A_i = 2 \text{ m}^2$$

$$T_{gas} = \frac{54,54 \text{ m}^3/\text{dia}}{2 \text{ m}^2}$$

$$T_{gas} = 27,27 \frac{\text{m}^3/\text{dia}}{\text{m}^2}$$

$$T_{gas} = 1,14 \frac{\text{m}^3/\text{h}}{\text{m}^2} \quad \text{CUMPLE}_{ii}$$

Tasas de liberación menores a 1 m³/m²h dificultan la liberación de biogás y favo-

recen la formación de espuma, por lo que en nuestro caso cumple.

✓ Separador trifásico GLS

Ancho de cada reactor= 4 m.

Nº de separadores GLS = 1

Ancho de cada compartimiento= 4 m.

Largo de cada compartimiento = 4 m

Ancho del canal colector de biogás = 0,25 m.

Abertura simple = 0,5 m.

Ancho de campana GLS (a)

$$a = 4 \text{ m} - 2(0,5 - 0,15 \text{ m}) = 3,3 \text{ m}$$

Traslape= 0,15 m (traslape mínimo de 0,10 a 0,15m)

Altura del canal colector GLS = Se aconseja que esta altura sea de 1,5 a 2 metros

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Inclinación de pared = Se aconseja que sea mayor a 45° y la pared que tenga un traslape mínimo de 0,10 m.

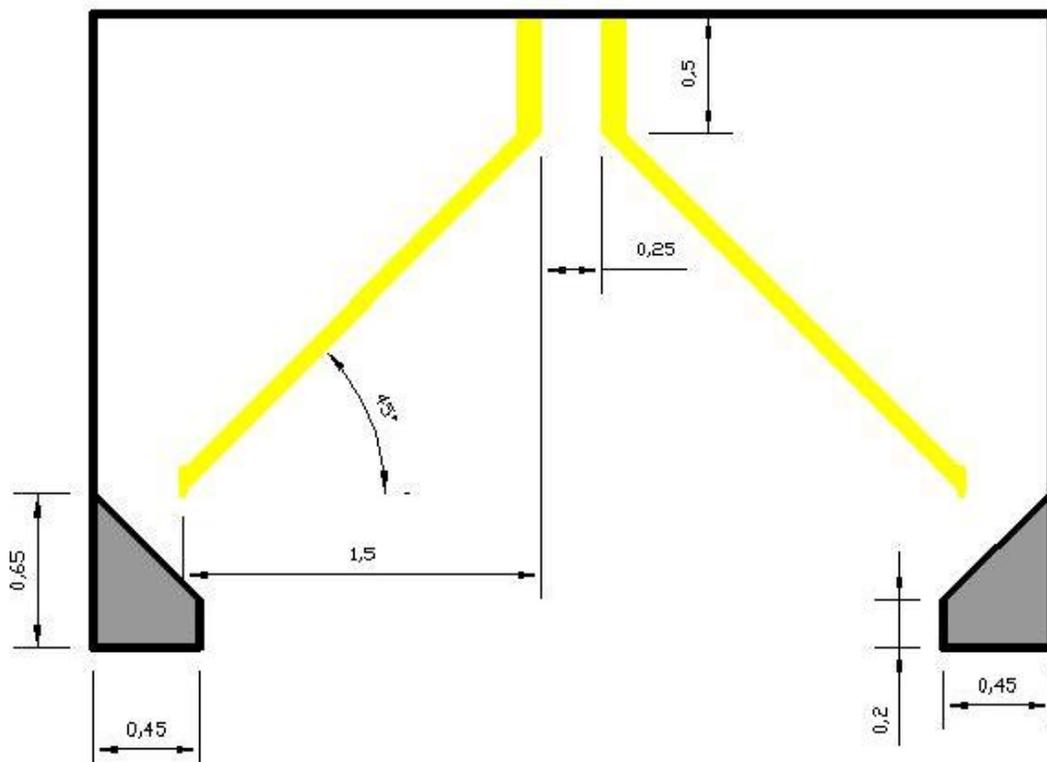
$$\varphi = 45^\circ$$

Verificación de velocidad entre las aberturas

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{12,298 \text{ m}^3/h}{(2 * 0,5 * 4)\text{m}^2}$$

$$V = 3,075 \text{ m/h}$$

Figura 7.3. Separadores GLS



Fuente: Chernicharo

7.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

7.3.1 Biófiltró percolador

Para el diseño se aplicara el método ATV-281 (Alemana), la cual nos dice que si se cumple todos sus requisitos de diseño se podrá obtener los siguientes valores:

Tabla 7.3. Eficiencia de remoción del efluente

Parámetro	% Reducción	Efluente Final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35
DBO	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
N-NH ₄	60-65	10-15
N	20-35	30-40
P	10-35	6-9
Coliformes Fecales	90-95	5.10 ⁵ -5.10 ⁶

Fuente: norma alemana atv-281

Para el diseño del biófiltró percolador se recomienda que el DBO que ingresa al Biófiltró sea menor a 150 mg/L y el caudal de diseño sea el caudal máximo que según experiencias en otros países Aqualimpia aconseja que el caudal máximo es el doble que el caudal medio diario y el caudal mínimo es la mitad del caudal medio diario, por lo tanto:

$$Q_{max} = 6,832 \frac{L}{s} = 590,284 \frac{m^3}{dia}$$

Como datos de entrada se necesita asumir los siguientes valores:

Carga Orgánica Volumétrica.- Esta carga varía entre 0,4 a 0,8 Kg DBO/m³*día

COV= 0,8 Kg DBO/m³*día

Tasa de aplicación superficial o carga hidráulica (Qa).- Depende del material de relleno a utilizar varia de 10 a 30 m³/m²*día, mayor a 20 (material plástico de relleno)

y menor a 20 (material granular, grava), para una tasa de aplicación menor a 20 se puede obtener el problema de proliferación de moscas.

$Q_a = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ (grava)

DBO de salida del reactor UASB = $0,147 \text{ Kg}/\text{m}^3$

✓ Volumen del Biófiltró

$$V = \frac{Q_{max} * DBO}{COV}$$

$$V = \frac{590,284 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,147 \text{Kg}/\text{m}^3}{0,8 \text{ Kg DBO}/\text{m}^3 * \text{día}}$$

$$V = 108,46 \text{ m}^3$$

✓ Área del Biófiltró

$$A = \frac{Q}{Q_a} * (1 + Rc)$$

Donde:

$Q_a =$ Carga Hidráulica = $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

$Rc =$ Factor de recirculación, para DBO menor a 150 mg/l son de baja carga por lo tanto $Rc=0$

$$A = \frac{Q}{Q_a}$$

$$A = \frac{590,284 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{20 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día}}$$

$$A = 29,514 \text{ m}^2$$

✓ Dimensiones del Biófiltró

La base tienes que ser la misma que el reactor UASB, por lo tanto:

$$b = 4 \text{ m}$$

Largo:

$$L = \frac{29,514 \text{ m}^2}{4 \text{ m}}$$

$$L = 7,38 \text{ m} \approx 7,5 \text{ m}$$

- ✓ Altura del material dentro del Biófiltró

$$H = \frac{\text{Volumen}}{\text{Area}}$$

$$H = \frac{108,46 \text{ m}^3}{29,514 \text{ m}^2}$$

$$H = 3,675 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

7.3.2 Clarificador

Se tiene las siguientes condiciones de diseño:

TRH \geq 2,5 horas

Carga Hidráulica (Qa) (0,8 m/h – 1 m/h) = 1 m/h

Caudal (Q) = 24,595 m³/h

- ✓ Área del Clarificador

$$A = \frac{Q}{Qa}$$

$$A = \frac{24,595 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m/h}}$$

$$A = 24,595 \text{ m}^2$$

- ✓ Volumen del Clarificador

$$V = Q * TRH$$

$$V = 24,595 \text{ m}^3/\text{h} * 2,5 \text{ h}$$

$$V = 61,488 \text{ m}^3$$

- ✓ Altura del Clarificador

$$H = \frac{V}{A}$$

$$H = \frac{61,488 \text{ m}^3}{24,595 \text{ m}^2}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

La altura mínima es de 2 metros por lo cual cumple

- ✓ Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 24,595m^2}{\pi}}$$

$$D = 5,596 = 6 \text{ m}$$

- ✓ Perímetro

$$P = \pi * D$$

$$P = \pi * 5,596 \text{ m}$$

$$P = 17,58 \text{ m}$$

- ✓ Carga sobre el vertedero

$$h = \frac{Q}{P}$$

$$h = \frac{24,595 \text{ m}^3/h}{17,58 \text{ m}}$$

$$h = 1,399 \frac{\text{m}^3}{\text{ml} * h}$$

La carga sobre el vertedero debe mantenerse por debajo de los $15 \frac{\text{m}^3}{\text{ml} * h}$

7.3.3 Lecho de secado de lodos

Peso de los sólidos = 58,491 Kg SST/ día

Volumen de lodo = 0,97 m³/día

Productividad de lecho de secado de lodo (1 a 1.5 Kg SST/m²*día) = 1,1 Kg SST/m²*día

Nº mínimo de celdas = 3 (Valor recomendable)

Profundidad de celdas = 0,4 m (asumido)

- ✓ Área mínima

$$A_{min} = \frac{\text{Peso de lodo producido}}{\text{Productividad de lecho de secado de lodos}}$$

$$A_{min} = \frac{58,491 \text{ Kg SST/ día}}{1,1 \text{ Kg SST/m}^2 * \text{ día}}$$

$$A_{min} = 53,17 \text{ m}^2$$

- ✓ Área del lecho (Al)

$$Al = 1,5 * A_{min}$$

$$Al = 1,5 * 53,17 \text{ m}^2$$

$$Al = 79,76 \text{ m}^2$$

$$Al = 80 \text{ m}^2$$

- ✓ Área de la celda (Ac)

$$Ac = \frac{Al}{N^{\circ} \text{ de celdas}}$$

$$Ac = \frac{80 \text{ m}^2}{3}$$

$$Ac = 26,67 \text{ m}^2$$

- ✓ Altura de lodo en el lecho

$$hl = \frac{V_{lodo}}{Al}$$

$$hl = \frac{1,43 \text{ m}^3}{80 \text{ m}^2}$$

$$hl = 0,018 \text{ m/día}$$

- ✓ Periodo de descarte de lodos

$$t = \frac{\text{Profundidad de celda}}{\text{Altura de lodo}}$$

$$t = \frac{0,4 \text{ m}}{0,018 \text{ m/día}}$$

$$t = 22,22 = 22,5 \text{ días}$$

7.4 EFICIENCIA DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Tabla 7.4. Eficiencias del sistema

TABLA DE RESULTADOS DE EFICIENCIAS							
PARÁMETROS	ENTRADA	UASB		BIÓFILTRO		CLARIFICADOR	
	mg/l	mg/l	%	mg/l	%	mg/l	%
DQO	734,38	235	68	47	80	30,55	35
DBO	400	147,04	77	22,06	85	15,44	30
Solidos suspendidos totales	344	40	89	6,0	85	5,16	14

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7.5. Tratamiento de coliformes totales

PARAMETRO	ENTRADA	TRATAMIENTO CON CLORO (CLARIFICADOR)	SALIDA
Coliformes Fecales NPM /100ml	10^6	10^4	10^2

Fuente: Elaboración propia

Eficiencias recomendadas por la UTEPTAR para el clarificador, basadas en diseños realizados anteriormente.

Tabla 7.6. Eficiencia del clarificador

	% DQO	%DBO	%SS
Clarificador	35	30	14

Fuente: Elaboración propia

Las aguas tratadas en la planta de tratamiento diseñada están destinados para reúso de las mismas en riego de áreas verdes y plantas o productos agrícolas de tallo alto,

para que estas puedan ser reutilizadas deben cumplir ciertos parámetros, que no se encuentran en la Ley

N °1333 debido a que la misma no tiene parámetros para el rehusó en la agricultura o regadío de áreas verdes, sino solo para el consumo humano, para lo cual no está destinado el efluente, es por esto que para las comparaciones a realizar de los parámetros del agua tratada se utilizaran la OMS y la FAO cuyos parámetros se muestran a continuación:

Tabla 7.7. Directrices de la OMS sobre la calidad parasitológica y microbiológica del agua residual para el uso en agricultura

Categoría	Condiciones de reutilización	Grupo expuesto ^b	Nematodos intestinales	Coliformes fecales
			(promedio aritmético de huevos/L) ^c	(promedio geométrico/100 mL)
A	Irrigación de cultivos probablemente consumidos crudos. Campos deportivos, parques públicos.	Agricultores, consumidores, público	≤0,1 ^d	≤10 ³
B	Irrigación de cereales. Cultivos industriales, forrajes, pastos y árboles ^e .	Agricultores, pero no niños <15 años, y comunidades cercanas	≤1 Riego por aspersión	≤10 ⁵
		Agricultores, pero no niños <15 años y comunidades cercanas	≤1 Riego por surco	≤10 ³
		Agricultores, incluyendo niños <15 años, y comunidades cercanas	≤0,1 Cualquier tipo de riego	≤10 ³
C	Irrigación localizada de cultivos en la categoría B, si no están expuestos los trabajadores y el público.	Ninguno	No aplicable	No aplicable

Fuente: Adaptado de Blumenthal *et al.*, 2000
^a En casos específicos, los factores locales epidemiológicos, socioculturales y ambientales deben ser tomados en cuenta, y las directrices modificadas conformemente. ^b Áscaris, trichuros y anquilostomas. ^c Durante el período de riego. ^d Una directriz más rigurosa (≤200 coliformes fecales por 100 mL) es apropiada para céspedes públicos, tales como céspedes de hoteles, con los que el público entra en contacto directo. ^e En el caso de árboles frutales, se debe suspender el riego dos semanas antes de la recolección de frutas y no se deben recoger del suelo. También se debe evitar el riego por aspersión; el mismo periodo aplica para alimentación de animales con forraje regado con aguas residuales.

Fuente: Silva, Torres y Madera, Rehuso de aguas residuales domesticas

Tabla 7.8. Aguas tratadas para el reúso agrícola y sus requerimientos de tratamiento

Tipos de reuso agrícola	Calidad del agua residual	Opción de tratamiento
Reuso agrícola en cultivos que se consumen y no se procesan comercialmente	pH 6,5-8,4 DBO <10 mg·L ⁻¹ <2 UNT <14 NMP coli fecal/100 mL* <1 huevos/L (nematodos intestinales)	Secundario Filtración desinfección
Reuso agrícola en cultivos que se consumen y se procesan comercialmente	pH 6,5-8,4 <30 mg·L ⁻¹ DBO <30 mg·L ⁻¹ SS <200 NMP coli fecal/100 mL	Secundario desinfección
Reuso agrícola en cultivos que no se consumen	pH 6,5-8,4 <30 mg·L ⁻¹ DBO <30 mg·L ⁻¹ SS <200 NMP coli fecal/100 mL	Secundario desinfección

Fuente: FAO, 1999 modificada

Tabla 7.9. Recomendaciones para riego de campos deportivos y de zonas verdes con acceso público

Indicadores microbiológicos	Contacto público	
	Directo	No directo
Nematodos intestinales (media aritmética huevos/L).	< 1	< 1
Coliformes fecales (media geométrica/100 mL).	200	1 000
Tratamiento recomendado.	Estanques de estabilización ¹ o equivalente.	Estanques de estabilización ¹ o equivalente.
Grupo expuesto.	Trabajadores, público.	Trabajadores, público.

1. Cuatro a seis estanques de estabilización con tiempo mínimo de retención de 20 d a T > 20 °C .

Fuente : OMS

7.5. DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUAS TRATADAS

$$Q_{MEDIO-DIARIO} = 4,198 \text{ L/seg} = 15,113 \text{ m}^3/\text{hora}$$

T= 12-24 horas se adoptara 12 horas

$$\text{Volumen del tanque} = Q_{md} \times t$$

$$\text{Volumen del tanque} = 15,113 \times 12$$

$$\text{Volumen del tanque} = 181,36 \text{ m}^3$$

Cálculo del Área Superficial.-

h: Altura del Tanque de Almacenamiento, m. (Se adoptará un valor de 3 m)

$$\text{Área superficial} = \text{Volumen} / h$$

$$\text{Área superficial}=181,36 / 3$$

$$\text{Área superficial}= 60,45 \text{ m}^2 =61\text{m}^2$$

Por lo tanto las dimensiones del tanque serán:

$$\text{Altura (h)}=3 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}=7,5\text{m}$$

$$\text{Largo}=8,20\text{m}$$

CAPÍTULO VIII

DESINFECCIÓN

8.1. INTRODUCCIÓN

En el agua, coexisten abundantes microorganismos, básicamente bacterias, hongos, virus y levaduras. Algunos pueden llegar a ser patógenos para los humanos. Para evitar la transmisión de las mismas utilizamos métodos de desinfección. La desinfección de un medio o de una superficie no es otra cosa que la destrucción de los microorganismos presentes mediante procedimientos físicos o químicos. El cloro y algunos de sus derivados son algunos de los agentes desinfectantes más efectivos y con más garantías de los que se han utilizado hasta ahora, el cloro elimina la mayoría de los microorganismos, incluyendo la mayoría de las bacterias, virus y hongos, tanto la construcción de los sistemas de desinfección con cloro, como los gastos de mantenimiento son relativamente bajos en comparación con otros métodos de desinfección. Cuando la desinfección del agua con cloro se realiza correctamente, un residual de cloro libre se queda en el agua, protegiéndolo de re-contaminación. El

residual de cloro libre también protege las líneas de riego de obstrucciones causadas por crecimiento de algas y de limo. Otros métodos dejan el agua expuesta a una nueva infección.

En el tratamiento de aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Es de suma importancia que las aguas residuales sean tratadas adecuadamente antes de realizarse las actividades de desinfección para que la acción de cualquier desinfectante sea eficaz.

En la tabla (8.1) se muestran los microorganismos que más comúnmente se pueden encontrar en las aguas residuales domésticas, así como las enfermedades que producen.

Tabla 8.1. Microorganismos comúnmente encontrados en el agua residual municipal y sus correspondientes enfermedades

ORGANISMOS	ENFERMEDAD CAUSADA
Bacterias	
Escherichia coli(enterotoxigeno)	Gastroenteritis
Letospira (spp)	Leptospirosis
Salmonella typhi	Fiebre tifoidea
Salmonella (2,100 serotipos)	Salmonelosis
Shigella(4 spp)	Shigellosis (disentería bacilar)
Vibrio cholerae	Cólera
Protozoarios	
Balantidium coli	Balantidiasis

Cryptosporidium Parvum	Cryptosporidiasis
Entamoeba histolytica	Amebiasis (disentería amoebica)
Giardia Lamblia	Giardiasis
Helmintos	
Áscaris lumbricoides	Ascariasis
T. solium	Teniasis
Trichuris trichiura	Tricuriasis
Virus	
Enteroviruses(72 tipos); por ejemplo: viruses echo y coxsackie del polio	Gastroenteritis, anomalías del corazón y meningitis
Hepatitis A	Hepatitis de tipo infeccioso
Agente de Norwalk	Gastroenteritis
Rotavirus	Gastroenteritis

Fuente: EPA, 1999

8.2. MÉTODOS DE DESINFECCIÓN

La desinfección del agua puede llevarse a efecto por diferentes procesos: con agentes químicos o con medios físicos.

Cada uno de ellos tiene sus ventajas y sus desventajas y se emplean uno u otro método según sean las circunstancias.

Tabla 8.2. Métodos de desinfección

MÉTODOS QUÍMICOS	COMENTARIOS	EJEMPLOS
Cloro y sus derivados	Los más empleados, tienen efecto residual	Compuestos de cloro, cloro gaseoso, dióxido de cloro
Bromo y sus derivados	Ocasionalmente se emplea	Bromo, oxido de bromo
Yodo y sus derivados	Raras veces empleado	Yodo,hipoyodato,yodatos

Peróxido de hidrogeno	Es una opción a la desinfección con cloro	Peróxido de oxígeno
Sales metálicas	Se emplea para desinfectar alimentos, raras veces para desinfección de agua.	Cobre, plata
Ácidos y álcalis	Se emplea en procesos tales como proceso cal/soda ash y en reciclado de aguas.	Cal, hidróxido de sodio, ácido sulfúrico, ácido clorhídrico
Ozono	Después de la cloración es el método de desinfección más frecuentemente empleado	Gas ozono generado in situ
MÉTODOS FÍSICOS	COMENTARIOS	
Radiación ultravioleta	Producida por lámparas que emiten radiación con una frecuencia de 254nm.	
Calor	Sistema muy empleado en procesos de pasteurización o desinfección casera.	
Radiación gamma	Solo se emplea para esterilización de equipo, no para desinfección de aguas.	

Fuente: EPA, 1999

Haciendo un resumen comparativo de los diferentes métodos de desinfección tenemos:

Tabla 8.3. Tabla comparativa

Desinfectante	Microorganismos	Dosis (mg/L)	T (min)	log	Referencia
Desinfectantes convencionales					
Cloro	Coliformes fecales	10 a 20	15- 30	4	US EPA, 1999a
UV	Coliformes fecales	100-260 mWs/cm ²	0.5	5	Liberti et al., 2000
Ozono	Coliformes fecales Residual pretratada	15 25-30	5-10 30	5 ND	Liberti y Notamicola, 1999 US EPA, 1999c
Desinfectantes no convencionales					
Ácido peracético	Coliformes fecales	400	20	5.2	Liberti et al.,
Peróxido de Hidrógeno (H ₂ O ₂)	Coliformes fecales	30	120	2	Liberti et al., 2000
Plata	Coliformes fecales	0.03	120	0.7	Liberti et al., 2000
Cobre	Coliformes fecales	0.25	120	NE	Liberti et al., 2000

NE: No es efectivo, log: Inactivación logarítmica, ND no se determinó.

Fuente: EPA, 1999

8.3 ANÁLISIS DE LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES

8.3.1 Tiempo de contacto

Es la variable más importante en el proceso de desinfección. Se ha observado que para una concentración dada de desinfectante, la mortalidad de los microorganismos aumenta cuanto mayor sea el tiempo de contacto. Esto se puede observar en forma diferencial en la ley de Chick-Watson:

$$\frac{dN}{dt} = -kCN$$

Donde:

N= Número de organismos vivos en el instante t

C= Concentración de desinfectante, masa / volumen

t= Tiempo

k= Constante, tiempo⁻¹

8.3.2 Tipo y concentración del agente químico

Se ha comprobado que la efectividad del desinfectante químico está relacionada con su concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente con la siguiente expresión:

$$C^n t_p = \text{constante}$$

Donde:

C= Concentración de desinfectante.

n= Constante.

tp= Tiempo necesario para alcanzar un porcentaje de mortalidad constante.

Las constantes de la ecuación anterior se pueden determinar representado la concentración frente al tiempo necesario para alcanzar un porcentaje dado de mortalidad en un papel doblemente logarítmico. El producto (C x t) se conoce como “Dosis” de desinfección y, de acuerdo al supuesto anterior, la aplicación de cualquier combinación de C y t que resulte en un valor constante tendrá asociada un nivel de inactivación microbiana único. Esto se ha llamado comúnmente “Concepto C x t” en el campo de la desinfección de agua.

8.4. DESINFECCIÓN CON CLORO

El cloro puede ser usado como desinfectante en forma de gas comprimido bajo presión o en soluciones de agua, soluciones de hipoclorito de sodio, o de hipoclorito de calcio sólido. Las tres formas son químicamente equivalentes gracias al rápido equilibrio que existen entre el gas molecular disuelto y los productos disociados de compuestos de hipoclorito.

Aplicabilidad

El cloro es el desinfectante más usado para el tratamiento del agua residual doméstica porque destruye los organismos a ser inactivados mediante la oxidación del material celular. El cloro puede ser suministrado en muchas formas que incluyen el gas de cloro, las soluciones de hipoclorito y otros compuestos clorinados en forma sólida o

líquida. Algunas de las alternativas de desinfección incluyen la ozonización y la desinfección con radiación

Ultravioleta (UV). La selección de un desinfectante adecuado para una instalación de tratamiento depende de los siguientes criterios:

- La capacidad de penetrar y destruir los gérmenes infecciosos en condiciones normales de operación.
- La facilidad y seguridad en el manejo, el almacenamiento y el transporte.
- La ausencia de residuos tóxicos y de compuestos mutagénicos o carcinógenos.
- Costos razonables de inversión de capital y de operación y mantenimiento (O/M).

Ventajas

- La cloración es una tecnología bien establecida.
- En la actualidad la cloración es más eficiente en términos de costo que la radiación UV o la desinfección con ozono (excepto cuando la descloración y el cumplimiento con requisitos de la prevención de incendios son requeridos).
- El cloro residual que permanece en el efluente del agua residual puede prolongar el efecto de desinfección aún después del tratamiento inicial, y puede ser medido para evaluar su efectividad.
- La desinfección con cloro es confiable y efectiva para un amplio espectro de organismos patógenos.
- El cloro es efectivo en la oxidación de ciertos compuestos orgánicos e inorgánicos.
- La cloración permite un control flexible de la dosificación.

Desventajas

- El cloro residual es inestable en presencia de altas concentraciones de materiales con demanda de cloro, por lo cual pueden requerirse mayores dosis para lograr una desinfección adecuada.

- Algunas especies parásitas han mostrado resistencia a dosis bajas de cloro, incluyendo los oocistos de *Cryptosporidium parvum*, los quistes de *Entamoeba histolytica* y *Giardia lamblia*, y los huevos de gusanos parásitos.
- Se desconocen los efectos a largo plazo de la descarga de compuestos de la descloración al medio ambiente.

8.5. REACCIONES DEL CLORO EN AGUA

$$\frac{N}{N_0} = (1 + 0,23xCx30)^{-3}$$

Dónde:

N: Concentración de microorganismos. (200 NMP/100ml)

No: Concentración inicial de microorganismos

C: Dosis del desinfectante, en mg/l

t : Tiempo de contacto, en min. (Se adopta 30 min)

$$C=2,333 \text{ mg/Lt}$$

En conclusión, dejaremos un tiempo de contacto de **30 minutos**, y una concentración total de cloro de **10 mg/l**, ya que los criterios de diseño aconsejan una dosis de 10 a 20 mg/l y un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para garantizar una reducción de 10^4 de Coliformes fecales, la cual inactiva perfectamente el 99% de los coliformes y de la Giardia Lamblia.

Por lo tanto la cantidad de cloro es la siguiente:

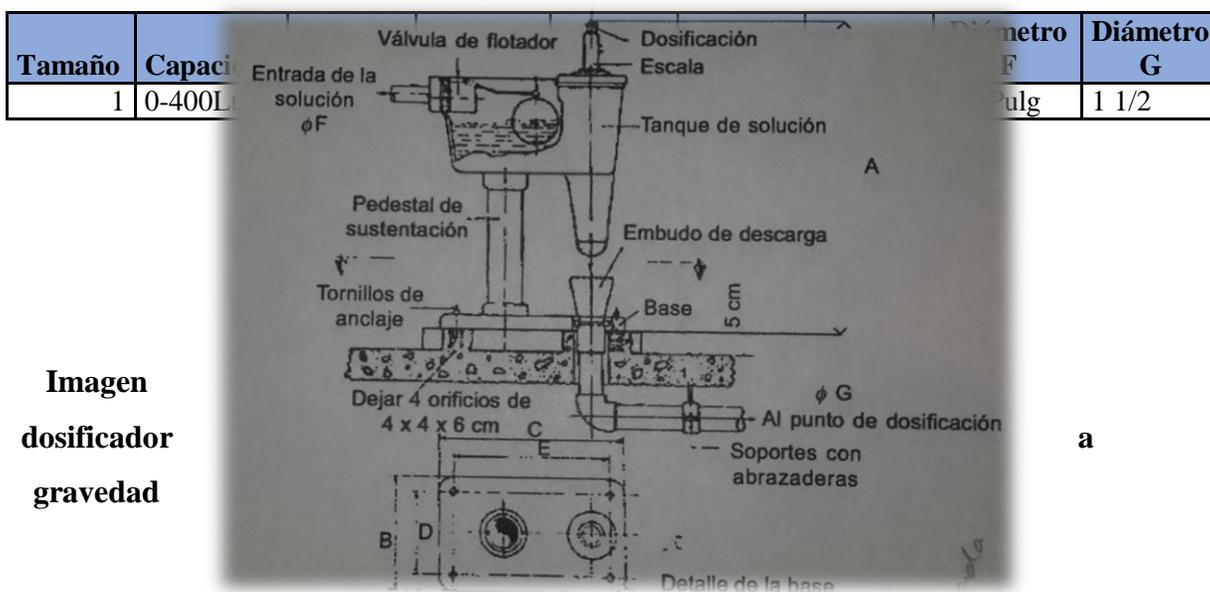
$$\text{Cantidad de cloro} = C \times V$$

$$\text{Cantidad de cloro} = 2,333 \times 181360$$

$$\text{Cantidad de cloro} = 0,423 \text{ Kg} = 0,50 \text{ Kg}$$

Se necesita 0,5 Kg de hipoclorito de sodio cada 12 horas, para realizar una desinfección del agua almacenada.

Figura 8.3.



Fuente: Manual II Diseño de plantas de tecnología apropiada

Tabla. 8.4. Cuadro de medidas estándar para dosificadores por gravedad de orificio de carga constante (medidas en mm)

								Pulg
2	0- 1000Lt/Hr	760	200	400	140	340	1Pulg	2 1/2 Pulg
3	0- 2500Lt/Hr	880	310	530	250	470	1 1/2 Pulg	2 Pulg
4	0- 4000Lt/Hr	880	310	530	250	470	2 Pulg	2 1/2 Pulg

Fuente: Manual II Diseño de plantas de tecnología apropiada

CAPÍTULO IX: PRESUPUESTO

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes. Es la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representarse con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

9.1. ACTIVIDADES Y/O ÍTEMS DE OBRA

Un ítem es una unidad de obra, parte de un proyecto con carácter propio, tanto de materiales como mano de obra, siendo su cantidad proporcional a la magnitud de la obra, cada ítem deberá ser hecho con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no solo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque este es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

9.2. CÓMPUTO MÉTRICO

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

9.3. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

9.3.1 Definición

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago.

9.4. MATERIALES

Los materiales son los recursos que se utilizan en cada una de las actividades o ítems de la obra. Los materiales están determinados por las especificaciones técnicas, donde se define la calidad, cantidad, marca, procedencia, color, forma, o cualquier otra característica necesaria para su identificación.

9.5. MANO DE OBRA

Para hacer un análisis del rendimiento de la mano de obra, se debe tomar en cuenta el tiempo total de permanencia de un trabajador en una obra se aprovecha sólo parcialmente, pudiendo hacerse una subdivisión de su trabajo de la siguiente manera:

- Trabajo productivo: Actividad que aporta directamente a la producción, por ejemplo: La colocación de encofrado, hormigonado, vibrado, etc.
- Trabajo contributorio: Actividades de apoyo que deben ser realizadas para que el trabajo productivo se pueda hacer, por ejemplo: Traslado del encofrado a su lugar, limpieza de superficies para el hormigonado, etc.
- Trabajo no contributorio: Son todas las demás acciones que no se encuentran dentro las mencionadas anteriormente y que representan tiempos desaprovechados, por ejemplo: Espera de materiales faltantes, conversación entre trabajadores, etc.

9.6. CARGAS SOCIALES

A objeto de que el otorgamiento de los subsidios correspondientes al régimen de asignaciones familiares no tropiece con problemas interpretativos se ha consultado a los organismos respectivos su aplicación, debiendo tomar en cuenta la empresa el cumplimiento a las previsiones contenidas en la ley.

9.7. HERRAMIENTAS Y EQUIPO MENOR

En este rubro se recalcula el porcentaje de las herramientas que se utilizan en la obra.

9.8. GASTOS GENERALES

En este rubro existen los gastos directos e indirectos, deberá tomarse con sumo cuidado que los gastos generales no es un porcentaje, se expresa como tal, solamente como un artificio matemático para distribuir el gasto en cada uno de los ítemes que compone el proyecto.

Son gastos no incluidos en los costos directos y son muy variables, dependiendo de aspectos como el lugar donde se debe realizar la obra.

9.9. UTILIDAD

Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

Para fines de cálculo se toma como base el **5-10% del costo sub total**, que resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

9.10. IMPUESTOS

En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 13% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el **del 3% sobre el monto de la transacción** del contrato de obra.

9.11. PRESUPUESTO GENERAL

Un resumen del presupuesto general de la obra se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 9.1.Presupuesto General

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
	M01:Obras preliminares				11.273,95
1	Letrero de obras (según diseño)	pza	1,00	1.528,50	1.528,50
2	Instalación de faenas	m ²	12,00	758,84	9.106,08
3	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	0,38	5,45	2,07
4	Excavación manual terreno común 0-2 m.	m ³	0,38	87,80	33,36
5	Base de hormigón pobre	m ³	0,02	842,93	16,86
6	Hormigón simple	m ³	0,11	2.434,91	267,84
7	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,60	106,48	63,89
8	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,68	101,35	68,92
9	Prov. y coloc. de compuerta aluminio regulable	m ²	0,13	1.434,06	186,43
	M02:Canal de cribado al desarenador				1.402,96
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	5,20	5,45	28,34
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	1,20	87,80	105,36
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,06	842,93	50,58
4	Hormigón simple	m ³	0,27	2.434,91	657,43
5	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	1,60	106,48	170,37
6	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	2,00	101,35	202,70
7	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	1,40	106,48	149,07
8	Prov. coloc. rejilla acero	m ²	0,11	355,54	39,11
	M03:Desarenador				10.080,32
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	15,48	5,45	84,37

2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	6,74	87,80	591,77
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,34	842,93	286,60
4	Hormigón simple	m ³	2,29	2.434,91	5.575,94
5	Revoque interior impermeable	m ²	12,69	106,48	1.351,23
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	12,69	106,48	1.351,23
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	8,28	101,35	839,18
	M04:Canal de aproximación al parshall				302,81
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m	2,31	5,45	12,59
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	0,32	87,80	28,10
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,02	842,93	16,86
4	Hormigón simple	m ³	0,07	2.434,91	170,44
5	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,36	106,48	38,33
6	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,36	101,35	36,49
	M05:Parshall				71.462,49
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	6,26	5,45	34,12
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	0,28	87,80	24,58
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,08	842,93	67,43
4	Hormigón simple	m ³	0,19	2.434,91	462,63
5	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	1,28	106,48	136,29
6	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	1,65	101,35	167,23
7	Provisión y col. medición (ph, caudal, temp)	m ²	1,00	70.570,21	70.570,21
	M06:Canal de aproximación al desgrasador				312,98
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	2,26	5,45	12,32
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	0,32	87,80	28,10
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,02	842,93	16,86
4	Hormigón simple	m ³	0,07	2.434,91	170,44
5	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,42	106,48	44,72
6	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	0,40	101,35	40,54
	M07:Desgrasador				1.508,42
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	3,20	5,45	17,44
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	0,30	87,80	26,34
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,03	842,93	25,29
4	Hormigón simple	m ³	0,36	2.434,91	876,57
5	Hormigón armado h-25	m ³	0,04	4.204,89	168,20
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	1,25	106,48	133,10
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	2,58	101,35	261,48
	M08:Canales de distribución para el UASB				8.732,62
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	3,00	5,45	16,35

2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	0,49	87,80	43,02
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,02	842,93	16,86
4	Ho Ao viga-losa-muro-columna-deflectores h-25	m ³	0,07	4.204,89	294,34
5	Hormigón simple	m ³	1,23	2.434,91	2.994,94
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	9,42	106,48	1.003,04
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	16,69	101,35	1.691,53
8	Vertedero triangular	m ²	13,44	198,85	2.672,54
	M09:Reactor UASB y biofiltro				782.465,60
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	34,30	5,45	186,94
2	Excavación c/maquinaria	m ³	489,40	35,04	17.148,58
3	Base de hormigón pobre	m ³	2,89	842,93	2.436,07
4	Hormigón armado h-25	m ³	97,07	4.204,89	408.168,67
5	Obras complementarias hormigón armado	m ³	1,26	4.204,89	5.298,16
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	395,41	106,48	42.103,26
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	261,95	101,35	26.548,63
8	Prov. y colocación tub. de pvc d=4" e40	m	196,66	172,04	33.833,39
9	Prov. y colocación tub. fg d=2" (recol. gas)	m	2,80	185,52	519,46
10	Quemador de gas	pza	1,00	16.681,73	16.681,73
11	Soportes de fondo para tub. pvc d=4" e40	pza	21,20	80,39	1.704,27
12	Prov. y colocación tub. ffd d=6" (con bridas)	m	62,15	699,18	43.454,04
13	Válvula tipo cortina ffd d=6"	pza	9,00	5.115,22	46.036,98
14	Accesorios	glb	1,00	138.345,42	138.345,42
	M10:Camara clarificador				651.761,63
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	34,28	5,45	186,83
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	428,28	87,80	37.602,98
3	Base de hormigón pobre	m ³	1,51	842,93	1.272,82
4	Hormigón armado h-25	m ³	126,82	4.204,89	533.264,15
5	Hormigón simple	m ³	2,28	2.434,91	5.551,59
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	226,16	106,48	24.081,52
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	78,35	101,35	7.940,77
8	Prov. y tendido tub. ffd d=6" (con bridas)	m	27,22	699,18	19.031,68
9	Bomba sumergible	pza	2,00	7.782,87	15.565,74
10	Accesorios	glb	1,00	7.263,55	7.263,55
	M11:Lecho de secado de lodos				221.907,31
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m	53,88	5,45	293,65
2	Excavación c/maquinaria	m ³	146,05	35,04	5.117,59
3	Base de hormigón pobre	m ³	4,78	842,93	4.029,21
4	Hormigón armado h-25	m ³	27,13	4.204,89	114.078,67

5	Hormigón simple	m ³	8,52	2.434,91	20.745,43
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m	60,88	106,48	6.482,50
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m	51,63	101,35	5.232,70
8	Prov. y colocación tub. ffd d=6" (con bridas)	m	20,42	699,18	14.277,26
9	Prov. col. de tuberías pvc de desagüe d=4	m	38,46	79,58	3.060,65
10	Bomba sumergible	pza	2,00	7.782,87	15.565,74
11	Accesorios	glb	1,00	1.646,55	1.646,55
12	Ladrillos superpuestos	m ²	54,00	114,41	6.178,14
13	Arena 0,5-1,5 mm	m ³	5,40	178,23	962,44
14	Grava 40-60 mm	m ³	115,89	184,06	21.330,71
15	Cámara de inspección (60x60x125)	pza	3,00	968,69	2.906,07
	M12:Caseta de cloración				31.585,13
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	8,41	5,45	45,83
2	Excavación terreno común 0-2 m	m ³	3,36	87,80	295,01
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,42	842,93	354,03
4	Hormigón ciclópeo (50% p.d.) cimiento	m ³	0,97	865,45	839,49
5	Hormigón ciclópeo (50% p.d.) sobre cimiento	m ³	0,32	865,45	276,94
6	Hormigón armado viga y mesón	m ³	0,72	3.100,51	2.232,37
7	Muro lad. hueco (6) 18 cm.	m ²	29,06	147,99	4.300,59
8	Botaguas de ladri. gambo.(21h.) h=12 cm	m	1,00	109,89	109,89
9	Cub. calamina galvanizad .inc/estruct met. perfil c	m ²	11,32	527,86	5.975,38
10	Contra piso de piedra y cemento(ho 1:3:4)	m ²	6,25	132,12	825,75
11	Piso cerámico nal. común s/contra piso	m ²	6,25	176,98	1.106,13
12	Zócalo de cerámico	m	9,00	49,35	444,15
13	Revoque exterior (cal-cemento)	m ²	31,42	106,72	3.353,14
14	Revoque interior (cal-cemento)	m ²	29,06	107,68	3.129,18
15	Prov.col.puertas madera cedro c/marco 2x3	m ²	2,00	822,04	1.644,08
16	Prov.coloc.ventanas made. cedro c/marco 2x3	m ²	1,00	654,66	654,66
17	Quincallería puerta inc/chapa exterior	pza	1,00	302,97	302,97
18	Quincallería ventana	pza	1,00	97,04	97,04
19	Prov y coloc vidrios dobles	m ²	1,00	121,92	121,92
20	Pintura interior - látex	m ²	29,06	34,11	991,24
21	Pintura exterior - látex	m ²	31,42	34,83	1.094,36
22	Pintura aceite sobre carpintería madera	m ²	3,00	38,10	114,30
23	Iluminación fluorescente (c/lumina 2x40w)	pto	1,00	284,96	284,96
24	Toma corriente simple	pto	1,00	198,26	198,26
25	Prov/colocación hipoclorador	pza	1,00	2.793,46	2.793,46
	M13:Depósito de aguas tratadas				62.588,59

1	Replanteo de estructuras y edificaciones (copia)	m ²	146,46	5,67	830,43
2	Excavación terreno común 0-2 m	m ³	67,49	87,80	5.925,62
3	Base de h°a° p/pequ. equip. fc=210kg/cm2 fe90kg/m3	m ³	1,09	842,93	918,79
4	Ho Ao viga/losa/muro/columna/deflectores/ h-25	m ³	11,87	4.208,07	49.949,79
5	Hormigón simple	m ³	0,73	2.434,91	1.777,48
6	Revoque interior mortero de cemento (1:5)	m ²	24,11	106,48	2.567,23
7	Revoque exterior mortero de cemento (1:5)	m ²	6,11	101,35	619,25
	M14: Caseta del sereno				167.214,53
1	Replanteo de estructuras y edificaciones	m ²	52,46	5,45	285,91
2	Excavación terreno común 0-2 m.	m ³	13,51	87,80	1.186,18
3	Base de hormigón pobre	m ³	0,46	842,93	387,75
4	Hormigón armado zapatas	m ³	2,30	2.612,90	6.009,67
5	Hormigón ciclópeo (50% p.d.)	m ³	2,37	3.714,43	8.803,20
6	Relleno comp. manual-mat.selecciona-s/mat	m ³	8,27	60,20	497,85
7	Hormigón armado de sobre cimiento	m ²	1,72	3.100,51	5.332,88
8	Impermeabilización s/cimiento	m ²	25,72	17,65	453,96
9	Muro lad. hueco 6 (18 cm)	m	94,22	147,99	13.943,62
10	Botaguas de ladri. gambo (21 h.) h= 12 cm	m ³	5,20	107,80	560,56
11	Hormigón armado de columnas	m ³	2,11	3.587,07	7.568,72
12	Hormigón armado de vigas	m ²	2,77	4.141,78	11.472,73
13	Cub. calamina galvanizada inc/estruc met. perfil c	m ²	49,43	527,86	26.092,12
14	Cielo falso placa de yeso prefabricada	m ³	37,00	117,02	4.329,74
15	Sumid. de vent. con perfil met. y malla mil	m	0,80	456,67	365,34
16	Canaletas y bajantes calamina plana n 28	m ²	14,50	137,12	1.988,24
17	Contra piso de piedra y cemento (ho 1:3:4)	m ²	28,88	132,12	3.815,63
18	Piso cerámico nal. común s/ contra piso	m	28,88	175,15	5.058,33
19	Zócalo de cerámica	m ²	31,52	59,17	1.865,04
20	Piso cemen. frot. c/ocre inc/contra aceras	m	16,02	153,84	2.464,52
21	Zócalo cemento enlucido sobre ladrillo	m ²	22,72	50,62	1.150,09
22	Revoque exterior (cal-cemento)	m ²	76,91	106,72	8.207,84
23	Revoque interior (cal cemento)	m ²	74,67	107,68	8.040,47
24	Revoque interior impermeable	m ²	29,11	136,85	3.983,70
25	Revestimiento de azulejo nacional 15x15	pza	10,10	170,99	1.727,00
26	Prov. col. puertas madera cedro c/marco 2x3	m ²	8,10	822,04	6.658,52
27	Prov. colc. ventanas made. cedro c/marco 2x3	m ²	13,24	654,66	8.667,70
28	Rejas metálicas tubular inc/pintado	juego	13,89	227,40	3.158,59
29	Quincallería puerta inc/chapa exterior	juego	2,00	302,97	605,94
30	Quincallería puerta baños inc/chapa baños papaiz	juego	1,00	302,97	302,97

31	Quincallería de ventanas	juego	6,00	97,04	582,24
32	Prov. y coloc de vidrios dobles	m ²	10,08	121,92	1.228,95
33	Pintura interior látex	m ²	119,86	33,30	3.991,34
34	Pintura exterior látex	m ²	92,93	34,83	3.236,75
35	Pintura aceite sobre carpintería madera	m ²	21,34	38,10	813,05
36	Iluminación fluorescente (c/lumina 2x40w)	pto	6,00	284,96	1.709,76
37	Toma corriente simple	pto	5,00	198,26	991,30
38	Provisión y colocado tub pvc 1/2" esq 40	m	12,00	14,52	174,24
39	Provisión y colocado tub. pvc de desagüe d=4"	m	10,00	89,38	893,80
40	Provisión y colocado tub. pvc de desagüe d=2"	m	10,00	62,84	628,40
41	Prov. colocación de inodoro tanque bajo	pza	1,00	1.046,29	1.046,29
42	Prov. e inst. caja sifonada 4"	pza	2,00	174,93	349,86
43	Prov. e instalación ducha	pza	1,00	482,47	482,47
44	Prov. colocación lava mano c/pedestal y grifería	pza	1,00	801,80	801,80
45	Provisión/colocación jaboneras porcelana	pza	1,00	91,95	91,95
46	Prov. y colc. porta papel de porcelana	pza	1,00	91,95	91,95
47	Prov./instalación toalleros de porcelana	pza	1,00	49,54	49,54
48	Mesón de hºaº revestido con azulejo h=8cm	m ²	1,63	779,14	1.270,00
49	Prov. e inst. lavaplatos. acero inod. 1 poza c/grif.	pza	1,00	930,68	930,68
50	Cámara desgrasadora 30x50 ladr.ga.rusti.	pza	1,00	631,54	631,54
51	Cámara de inspección de hº cº (60x60)cm	pza	1,00	895,34	895,34
52	Limpieza y retiro de escombros	glb	13,69	97,77	1.338,47
	M15:Cierre perimetral				74.336,20
1	Replanteo y control topográfico	km	0,12	2.164,05	259,69
2	Excavación manual terreno común 0-2 mts.	m ³	6,14	87,80	539,09
3	Cimientos ho.co. (1:3:4- 50% p.d.)	m ³	6,14	1.099,52	6.751,05
4	Sobre cimientos ho.co. (1:2:3- 50% p.d.)	m ³	4,20	1.252,90	5.262,18
5	Cerco malla olímpica c/postesfg=2c/2.5 m h=2.0 m	ml	105,00	494,81	51.955,05
6	Prov. y coloc. de alambre de puas	m	315,00	6,88	2.167,20
7	Portón de malla olímpica c/cuadro fg=2" d/puertas	pza	1,00	5.994,08	5.994,08
8	Puerta de malla olímpica c/marco fg=1" b=1 h=2.0	pza	1,00	1.407,86	1.407,86
	Total presupuesto				2.096.935,54

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

Después de todo el diseño y análisis realizado del proyecto, se concluye lo siguiente:

- Después de analizar las alternativas de tratamiento: Conexión al sistema principal de recolección de aguas residuales, construcción de baños ecológicos, construcción de pozos sépticos y construcción de la planta de tratamiento con bioreactor UASB, se eligió esta última opción debido a varios factores, entre ellos que es la única alternativa de las que se consideraron que realiza un tratamiento completo al agua residual y permite su re uso en el regadío de áreas verdes de la zona, el efluente que emana de la misma cumple con las condiciones necesarias especificadas en la normativa internacional OMS Y FAO, para verterlo nuevamente a un curso de agua o re usarla, no emana malos olores, no provoca contaminación ambiental ni contamina acuíferos, reduce enfermedades, este es un optimo tratamiento desde el punto de vista técnico.
- La construcción de una mini planta en el barrio 27 de Mayo serviría como piloto para, la construcción de la planta macro de la ciudad de Tarija, se podría comprobar su adaptación y funcionamiento en nuestro medio permitiendo de esta forma la concientización y posterior aceptación de los pobladores de las zonas donde se pretende emplazar el proyecto, ya que como se sabe el principal problema es el tema social que hasta ahora después de tantos años no permite la construcción de la planta macro en nuestro departamento, evidente necesidad de todos los habitantes de nuestra ciudad.
- Con la futura construcción de la planta de tratamiento con bioreactor UASB se reduciría el impacto ambiental que generan las aguas residuales no tratadas, la contaminación ambiental de los afluentes principales al río Guadalquivir es cada vez mayor, debido a la descarga directa de las aguas residuales, las mismas que son vertidas sin ningún tratamiento. Si no se trata

de mitigar esta contaminación tomando acciones a corto y mediano plazo, nuestro río sufrirá mayor contaminación, y en caso de no tomar las medidas correctivas necesarias para el tratamiento de las aguas residuales domésticas e industriales, a la brevedad posible, el río Guadalquivir sufrirá un desastre ambiental irreparable.

- Con el diseño de la red de alcantarillado sanitario y el posterior tratamiento del agua residual se benefician a la totalidad de familias que actualmente viven en el barrio 27 de Mayo, se reducirán notablemente enfermedades bacteriológicas y virus generados por el vertido indiscriminado de las mismas al aire libre, mejorando notablemente sus condiciones de vida, cumpliendo así el objetivo fundamental de este estudio.
- Una vez realizado el diseño del sistema de colectores se determinó que este diseño cumple con todas las condiciones hidráulicas y de funcionamiento que sugiere la NB 688.
- Para el diseño de la planta de tratamiento con bioreactor UASB, se tomaron todos los parámetros del agua residual que ingresa a las lagunas de oxidación de San Luis, parámetros medidos en el año 2014 y principios del 2015, los mismos que me fueron facilitados por técnicos de COSAALT.
- El tratamiento preliminar de la planta de tratamiento elegida se diseñó con el caudal Q_{\max} horario = 7,003 Lt/seg, calculado para un periodo de retorno de 20 años, mientras que el diseño de la planta se realizó con un caudal Q_{\max} diario = 3,416 Lt/seg, calculado para un periodo de retorno de 10 años, se realizaron los cálculos de esta manera debido a que es una planta modular que tiene una duración aproximada de 10 años mientras que las obras preliminares pueden durar hasta 20 años, este cálculo se realizó tomando en cuenta una posible ampliación del sistema.
- Para el buen funcionamiento y control de las plantas de tratamiento de aguas residuales compactas, en sus parámetros que miden el grado de contaminación (Coliformes fecales, Sulfatos, DBO, DQO, Nitratos, Ph, Sólidos suspendidos

totales, etc.), se debe realizar un control de estos mediante estudios de laboratorio, los mismos que deben ser realizados antes (afluente) y después (efluente).

- El tratamiento y reciclaje de las aguas residuales domésticas e industriales, generadas por la población tarijeña y sus actividades en los diferentes sectores, debe ser el punto fundamental en cualquier sistema de alcantarillado sanitario, no se debe realizar tendido de nuevas redes de alcantarillado sanitario, si las mismas no cuentan con un sistema de Tratamiento adecuado y eficiente, como disposición final de su efluente el reúso o riego de áreas verdes y/o cultivos agrícolas de tallo alto.
- El costo de la construcción de la planta de tratamiento que engloba el tratamiento completo del agua residual; tratamiento preliminar, reactor UASB, biofiltro percolador, clarificador y lecho de secado de lodos, asciende a **2.096.935,54 Bs**, el mismo que desde un punto de vista económico es elevado ya que se beneficiara a un solo barrio de la ciudad de Tarija, con una población futura beneficiaria de 1333 habitantes, razón por la cual se plantea como un solución más factible la unión del barrio 27 de Mayo con dos barrios aledaños que al igual que este tampoco cuentan con tratamiento de sus aguas residuales, para así construir una sola planta compacta para beneficiar a estos tres barrios, con tal solución se justificaría mucho más la realización del proyecto, de esta manera se podría decir que el mismo es factible desde el punto de vista técnico que ya fue analizado y demostrado anteriormente y desde el punto de vista económico.

Se plantea esta solución debido a que la población del barrio 27 de Mayo es pequeña, en el caso de otros barrios de la ciudad de Tarija con poblaciones mayores se puede construir una planta compacta por barrio.

RECOMENDACIONES

- Se debe promover el reciclaje del agua a través del uso del agua residual tratada de las plantas de tratamiento en el riego agrícola, ornamental, recarga de acuíferos, etc. (reúso), ya que tienen un alto contenido de nutrientes que son muy beneficiosas para las plantas. La normativa que debe regular la calidad del agua de reúso debe ser en base a lo dispuesto por la FAO/OPS/OMS.
- La Formación de una EPSA especializada para operar todos estos sistemas es muy necesaria, para garantizar la sostenibilidad de las plantas de tratamiento, por las razones indicadas en este documento, es preferible que una sola EPSA realice la operación y mantenimiento de todas las plantas de tratamiento que se construyan con tecnología moderna.
- Control de Laboratorio permanente en el efluente de las plantas de tratamiento, para tener un control de los parámetros de contaminación en los cursos naturales del agua.
- Es importante realizar las gestiones necesarias para la pronta ejecución de las pequeñas plantas de tratamiento de aguas residuales y viabilizar con las instancias correspondientes el estudio, técnico, económico y social (TESA), debido a que en la actualidad las lagunas de estabilización de San Luis ya se encuentran colapsadas, y con el crecimiento acelerado de la población tarijeña, se van desarrollando zonas aisladas que demandan servicio de alcantarillado sanitario y por ende de tratamiento necesario para sus efluentes.
- Se recomienda que estudiantes en posteriores proyectos de grado puedan continuar con la realización de un estudio posterior de almacenamiento, distribución y reutilización de las aguas tratadas en actividades que no necesariamente requieren agua potable.